

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

А. Ф. Милованов

СТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОЖАРЕ

Москва Стройиздат 1998

Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре. — М.: Стройиздат, 1998. — 304 с.: ил. — ISBN 5-274-01695-2.

Рассмотрено поведение железобетонных конструкций при стандартном пожаре и после него. Проанализировано напряженно-деформированное состояние плит, балок и колонн и их стыков при кратковременном воздействии огня до наступления предела их огнестойкости по потере несущей способности. Приведены сведения о влиянии высокой температуры на физико-механические свойства бетона и арматуры. Даны анализ распределения температур по высоте сечения балок, плит и колонн при нестационарном нагреве, методика определения остаточной несущей способности колонн после пожара. Изложены особенности расчета предела огнестойкости железобетонных конструкций и рекомендации по его определению.

Для научных и инженерно-технических работников проектных, строительных организаций и специалистов научно-исследовательских и учебных институтов.

Табл. 52, ил. 60, список лит.: 39 назв.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В гражданском и промышленном строительстве для снижения массы железобетонных конструкций стали применяться легкие бетоны классов В13—В30 и высокопрочные бетоны классов В45—В60. Для армирования конструкций используются эффективные высокопрочные термически упрочненные арматурные стали классов Ат-V, Ат-VI и Ат-VII, позволяющие снизить расход арматуры. При значительных нагрузках приходится применять железобетонные колонны с большим процентом армирования. В сборных многоэтажных зданиях железобетонные колонны имеют стыки.

Железобетонные конструкции из сборных элементов и из новых видов материала должны отвечать не только требованиям прочности, жесткости и трещиностойкости, но и противопожарным требованиям безопасности. От пожара под действием высокой температуры снижается прочность железобетонных конструкций, иногда происходит и их разрушение, поэтому обеспечение требуемого предела огнестойкости железобетонной конструкции является одной из важных задач. Ежегодные убытки от пожаров в развитых странах составляют примерно 2% их национального дохода [35], в связи с чем там систематически выделяются достаточные средства на исследование огнестойкости железобетонных конструкций.

При Международной федерации по предварительно напряженному железобетону (ФИП) до 1982 г. работала комиссия по огнестойкости железобетонных конструкций, которая затем перешла в Европейский комитет по бетону (ЕКБ). При Международном Совете по строительству (МСС) также имеется комиссия по огнестойкости строительных конструкций. Наша страна принимала участие в работе этих комиссий. На основании анализа большого количества испытаний по огнестойкости, проведенных в разных странах, комиссия по огнестойкости ФИП и МСС разработали рекомендации по проектированию железобетонных элементов конструкций с ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой с требуемым пределом огнестойкости.

Огнестойкость железобетонных конструкций не может быть оценена без установления фактических пределов огнестойкости элементов конструкций. Одним из методов установления предела огнестойкости железобетонных конструкций является ее испытание. Международная организация по стандартизации (ИСО) разрабатывает стандарты по методике испытаний на огнестойкость строительных конструкций. Проведение испытаний на огнестойкость строительных конструкций по единой методике в разных странах позволяет получить сравнимые результаты испытаний. ИСО разработала стандарт "Испытания на огнестойкость элементов строительных конструкций" ИСО-834. С учетом основных положений этого стандарта подготовлено руководство по испытанию строительных конструкций на огнестойкость [25]. Однако проведение таких испытаний требует больших материальных и денежных средств и занимает много времени, поэтому назрела необходимость разработки такой методики расчета огнестойкости железобетонных конструкций, чтобы уже при проектировании зданий и сооружений из железобетона наряду с расчетом на прочность, жесткость и трещиностойкость был проведен расчет и на огнестойкость.

Огнестойкость железобетонных конструкций из тяжелого бетона и некоторых видов легкого бетона изучалась достаточно полно и результаты этих работ публиковались в печати [28]. Кроме того, разработаны нормативные документы по расчету огнестойкости железобетонных элементов [10]. Тем не менее, данных по огнестойкости железобетонных конструкций из новых эффективных материалов, колонн с большим процентом армирования и их стыков опубликовано еще недостаточно.

В предлагаемой книге рассматриваются результаты экспериментально-теоретических исследований по огнестойкости железобетонных конструкций, выполненных из легкого конструкционного керамзитобетона и керамзитоперлитового бетона, из высокопрочного бетона и тяжелого бетона, армированного термически упрочненной арматурой, а также колонн под большие нагрузки и их стыков.

Экспериментально-теоретические исследования были выполнены в НИИЖБе автором при участии кандидатов техн. наук З.Д.Затуловского, Х.У.Камбарова, К.А.Сайдул-

лаева, В.Н.Зиновьева, Р.Абдуллаева, Ю.М.Махкамова, А.А.Сайдуллаева и инж. Т.Н.Малкиной. Испытания на огнестойкость железобетонных конструкций проводились во ВНИИПО.

Автор благодарит сотрудников института за помощь, оказанную при проведении испытаний на огнестойкость, а также д-ра техн. наук, проф. И.Г.Романенкова за ценные советы, способствовавшие улучшению содержания книги.

ГЛАВА 1. ВОЗДЕЙСТВИЕ ОГНЯ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

1. ПОЖАРЫ В ЗДАНИЯХ И СООРУЖЕНИЯХ

Из года в год количество пожаров увеличивается примерно пропорционально росту средств, затраченных на капитальное строительство. По статистическим данным пожары возникают с установившейся частотой. Так, например, по данным для Великобритании вероятность возникновения пожара составляет: в увеселительных зданиях и сооружениях — 12%; на промышленных объектах — 4%; в клубах и гостиницах — 3,7%; в хранилищах — 0,8% и в жилых зданиях — 0,3% [29].

Убытки от разрушения зданий во время пожара составляют примерно 15—18% общих потерь. При пожарах в жилых и административных зданиях температура в помещении поднимается до 1000—1100°C при продолжительности пожара 1—2 ч. В театральных зданиях и в больших магазинах пожары длительностью в 2—3 ч повышают температуру в помещении до 1100—1200°C [1]. Наиболее сильные пожары происходят в промышленных зданиях и сооружениях, сопровождаясь большими разрушениями конструкций и оборудования. В промышленных и складских зданиях при горении жидкостей и пенопластов температура достигает 1200°C, а при горении сжиженных газов температура поднимается до 1600°C [8].

Железобетонные конструкции покрытия и перекрытия имеют наибольшую температуру нагрева. Колонны, стены нагреваются больше вверху и меньше — внизу.

Температура нагрева поверхности бетона в конструкции зависит от температуры огня и расположения места горения. При постоянно увеличивающемся количестве пожаров необходимо особое внимание уделять правильному определению фактического предела огнестойкости применяемых железобетонных конструкций и установлению возможности дальнейшей эксплуатации конструкций после пожара.

При установлении предела огнестойкости железобетонной конструкции необходимо знать интенсивность пожара, так как огнестойкость конструкции будет зависеть от теплового воздействия огня и длительности пожара.

По предложению проф. В.И.Мурашева предел огнестойкости конструкции определяется в зависимости от длительности пожара из неравенства

$$U \geq \gamma_u \tau_u, \quad (1)$$

где U — фактический предел огнестойкости, ч; τ_u — расчетная длительность пожара; γ_u — коэффициент огнестойкости.

Неравенство (1) представляет собой условие объективного расчета огнестойкости строительных конструкций и является универсальным, дающим возможность без излишней затраты материалов обеспечить требуемую огнестойкость конструкции.

Вся экспериментальная и теоретическая разработка вопросов огнестойкости конструкций производится из принципов, заложенных в этом неравенстве.

Исследования ведутся как в направлении изучения предела огнестойкости конструкции и уточнения его понятия, так и в направлении изучения интенсивности пожара τ_u при разных горючих материалах и разных условиях горения. Наиболее трудной задачей является установление коэффициента огнестойкости γ_u . Значение γ_u в зависимости от заданной степени огнестойкости здания или сооружения может быть как больше единицы, если требуется сохранить здание и конструкции после пожара, так и меньше единицы, когда допускается разрушение здания или отдельных частей его при пожаре или после него. В последнем случае существенное значение имеет время до полного обрушения конструкции при пожаре.

Как показали исследования, реальный режим пожара можно аппроксимировать условным эквивалентным режимом при заданной стандартной кривой изменения температуры во времени. В этом случае расчетная длительность пожара τ_u выражается сравнительно простой функцией, и экспериментальное определение предела огнестойкости производится при этом условном режиме.

Международной организацией по стандартизации ИСО была рекомендована единая стандартная кривая изменения температуры в зависимости от времени для испытаний конструкций на огнестойкость, которую можно описать формулой

$$t = 345 \lg(8\tau + 1) + t_e, \quad (2)$$

где t — температура среды, °С; τ — время, мин; t_e — начальная температура, °С.

В условиях пожара в железобетонных конструкциях происходит необратимое снижение прочности бетона и арматуры, которое имеет существенное значение для определения предельного состояния и потери рабочих функций конструкции в нагретом или охлажденном состояниях.

Для предварительно напряженных конструкций немало важное значение имеет сохранение предварительного напряжения в арматуре при пожаре и после пожара. Потеря предварительного напряжения в арматуре может происходить как вследствие ползучести арматуры, так и из-за ослабления анкерующих средств. Таким образом современные железобетонные конструкции ввиду большого разнообразия применяемых материалов и конструктивных решений по-разному сопротивляются воздействию пожара. В связи с этим важное значение приобретает единый критерий понятия предела огнестойкости железобетонной конструкции.

2. ПРЕДЕЛЫ ОГНЕСТОЙКОСТИ КОНСТРУКЦИЙ

За предел огнестойкости строительных конструкций принимается время в часах и минутах от начала их огневого стандартного испытания до возникновения одного из предельных состояний по огнестойкости [26]:

по плотности — образованию в конструкциях сквозных трещин или сквозных отверстий, через которые проникают продукты горения или пламя;

по теплоизолирующей способности — повышению температуры на необогреваемой поверхности в среднем более чем на 160°С или в любой точке этой поверхности более чем на 190°С по сравнению с температурой конструкции до испытания или более 220°С независимо от температуры конструкции до испытания;

по потере несущей способности конструкций и узлов (обрушение или прогиб) в зависимости от типа конструкции.

Признаки по плотности, указывающие на потерю конструкции способности преграждать путь огню или по

теплоизолирующей способности, которые говорят о потере способности преграждать воспламенение материалов, находящихся у необогреваемой поверхности, специального рассмотрения не требуют. Следует только отметить, что для конструкций, защищенных огнезащитными покрытиями и испытываемых на огнестойкость без нагрузок, предельным состоянием будет достижение критической температуры материала конструкции.

Для несущих конструкций: наружных стен, покрытий и перекрытий, балок, ферм, колонн и столбов при испытании на огнестойкость предельным состоянием является только потеря несущей способности конструкций и узлов.

Признак, характеризующий потерю обычных рабочих функций, т.е. потерю несущей способности конструкции и ее узлов, требует более детального рассмотрения, так как при этом важно знать состояние конструкции как во время пожара, так и после пожара. Потеря несущей способности железобетонной конструкции, как известно, в общем случае зависит от свойств бетона и арматуры и вида конструкции. Так, например, колонны, столбы, изгибаемые перемещаемые элементы имеют хрупкое разрушение по сжатому бетону, и поэтому за потерю несущей способности этих железобетонных элементов принимается полное разрушение конструкции в условиях пожара.

Изгибаемые, растянутые, внецентренно сжатые и внецентренно растянутые с большим эксцентриситетом железобетонные элементы характеризуются развитием больших необратимых деформаций арматуры и бетона, в результате которых конструкция выходит из строя по деформациям еще до того, как наступит полное разрушение.

Кроме того, в уникальных и высокоответственных сооружениях и зданиях, когда требуется обеспечить надежную работу конструкции после пожара, необходимо за предел огнестойкости несущей конструкции принимать период времени, за который необратимая часть деформации или необратимое снижение прочности будут не более установленной для данной конструкции величины. В этом случае предел огнестойкости определяется наименьшим временем нагрева, при котором охлаждение конструкции вызовет остаточную деформацию или необратимое снижение прочности требуемой величины. Такой величиной может быть

необратимое снижение прочности до 10% или остаточные прогиб или деформации элемента до 20%.

На основании испытаний, произведенных в нашей стране и за рубежом [26], было установлено, что предел огнестойкости слоистых ограждающих конструкций по теплоизолирующей способности равен и выше суммы пределов огнестойкости отдельно взятых слоев. Увеличение числа слоев ограждающей конструкции не уменьшает ее пределов огнестойкости по теплоизолирующей способности.

Предел огнестойкости несущих конструкций уменьшается с увеличением нагрузки. Наиболее напряженное сечение конструкции, как правило, определяет величину ее предела огнестойкости. Предел огнестойкости по несущей способности конструкции тем выше, чем меньше отношение обогреваемого периметра сечения ее элементов к площади. Предел огнестойкости по несущей способности статически неопределимых конструкций больше предела огнестойкости аналогичных статически определимых конструкций за счет перераспределения усилий на менее нагруженные и прогреваемые элементы.

Пределы огнестойкости несущих конструкций могут быть определены и расчетным путем. Однако разработка метода расчета несущих железобетонных конструкций на огнестойкость может быть осуществлена только на основе результатов испытаний железобетонных элементов при нестационарном стандартном нагреве. Анализируя поведение железобетонных конструкций при кратковременном нагреве в условиях, имитирующих реальный пожар, было установлено, что их разрушение в данном случае происходит по тем же схемам, что и при статических испытаниях в условиях нормальных температур. Поэтому для расчета предельного состояния нагретой железобетонной конструкции используются те же уравнения равновесия и деформаций, из которых выводятся формулы для статического расчета [29]. Предельное состояние конструкции при пожаре характеризуется критическими температурами нагрева арматуры и бетона и предельными усилиями в результате снижения сопротивлений бетона и арматуры от нагрева. Время, необходимое для нагрева арматуры или бетона до критических температур, которые характеризуют наступление предела огнестойкости по несущей способности же-

железобетонного элемента, определяется решением теплофизической задачи.

3. ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ

При пожаре железобетонные конструкции прогреваются до высоких температур по законам нестационарной теплопроводности. При этом скорость прогрева зависит от теплофизических свойств бетона, которые с повышением температуры существенно меняются. Свободная вода, находящаяся в порах бетона, испаряясь при нагреве, непрерывно поглощает определенное количество тепла и тормозит прогрев бетона [1].

Точный расчет нестационарного температурного поля при таких условиях должен выполняться с учетом переменного во времени положения поверхности сухого и влажного слоев бетона при непрерывном выделении и поглощении скрытой теплоты парообразования и конденсации. Однако этот расчет трудоемок и поэтому мало рационален для инженерных расчетов [1, 2]. Для решения подобных задач наиболее удобны приближенные методы, основанные на известных допущениях в протекании процесса прогрева и упрощения начальных граничных условий. Одним из таких методов является метод конечных разностей, основанный на замене производных, входящих в дифференциальное уравнение теплопроводности Фурье, разностными отношениями, который благодаря своей простоте успешно применяется в технической теории теплопроводности.

А.П.Ваничев, используя метод элементарных тепловых балансов, вывел расчетные формулы для трехмерной задачи теплопроводности твердого тела с учетом изменения теплофизических свойств во времени по линейному закону. Однако этот метод не учитывал начальную влажность бетона, потому что сам бетон рассматривался как идеально сплошное тело, не имеющее капиллярно-пористой структуры. Используя метод А.П.Ваничева и некоторые положения теории подобия, а также заменив удельную теплоемкость сухого бетона на приведенную удельную теплоемкость влажного бетона, А.И.Яковлеву [1] при расчете температурных полей в железобетонных плитах удалось добиться вполне удовлетворительного совпадения теоретических температур с опытными.

Приближенное решение задачи, полученное путем интегрирования дифференциального уравнения Фурье при упрощенных граничных условиях, позволило не только ускорить теплотехнический расчет, но и получить аналитическую зависимость, дающую хорошее совпадение расчетных и экспериментальных кривых прогрева бетона. Расчетные номограммы, построенные на основе этой зависимости, позволяют достаточно просто определять искомый промежуток времени нагрева железобетонной плиты до известной критической температуры [1, 2]. Теплотехническую часть расчета огнестойкости выполняют с целью определения распределения температур в бетоне и арматуре по сечению элемента в требуемые промежутки времени воздействия стандартного пожара, а также для вычисления предела огнестойкости конструкции по известным значениям критической температуры нагрева арматуры и бетона [10].

При решении теплофизической задачи должны учитываться нелинейные граничные условия нестационарного теплообмена между обогреваемыми и необогреваемыми поверхностями конструкции и окружающей средой стандартного пожара, а также зависимость теплофизических свойств бетона от изменяющейся во времени температуры и теплотери на испарение находящейся в порах бетона воды. Для теплотехнического расчета железобетонных конструкций необходимо иметь данные об изменении теплофизических свойств бетона при нестационарном нагреве, а также температурные поля по сечению рассматриваемого элемента конструкции. Для получения теплофизических свойств бетона необходимо проведение специальных исследований.

Напряженно-деформируемое состояние железобетонного элемента при наступлении предела огнестойкости по несущей способности будет зависеть от совместной работы арматуры и бетона при воздействии высоких температур и определяться решением статической задачи.

4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ

Статический расчет предела огнестойкости по несущей способности основывается на общих требованиях расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы в соответствии с главами СНиП II-2-80 и СНиП 2.03.01-84. Расчет обеспечивает железобетонную

конструкцию от разрушения, а также от потери устойчивости при совместном воздействии нагрузки и высокой температуры. В соответствии с положениями главы СНиП 2.03.01-84 прочность сечения железобетонного элемента от совместного воздействия нагрузки и высокой температуры в общем случае проверяется из условия

$$M + (R_{b,tem}S_b - R_{sti}S_{sti}); \quad (3)$$

при этом знак "+" перед скобкой принимается для случая внецентренного сжатия и изгиба, знак "—" — для растяжения. В этом условии: $R_{b,tem}$, R_{sti} — нормативные сопротивления бетона сжатию и арматуры растяжению при нагреве; S_b , S_{sti} — статические моменты площади сечения сжатой зоны бетона и i -го стержня продольной арматуры относительно осей, принятых в нормах.

Решение статической задачи сводится к отысканию условий, при которых несущая способность железобетонной конструкции при изгибе, сжатии, растяжении или поперечной силе в критическое время нагрева до предельного состояния будет равна максимальным изгибающему моменту, продольной силе или поперечной силе от нормативной нагрузки в стадии эксплуатации конструкции. Наиболее опасным следует считать то усилие, от которого при огневом воздействии происходит разрушение конструкции. За нормативную нагрузку принимаются наиболее неблагоприятные сочетания нормативных постоянных и временных (длительных и кратковременных) статических нагрузок по СНиП 2.01.07-85, существенно влияющих на напряженное состояние конструкции при огневом воздействии [10, 26]. Расчетные схемы приложения нормативных нагрузок и опирания должны соответствовать проекту.

При расчете предела огнестойкости железобетонной конструкции необходимо учитывать снижение прочностных и упругих свойств, а также развитие упругопластических и усадочно-температурных деформаций бетона и арматуры при нагреве и влияние кривизны и прогиба от нагрева на предельное состояние элемента.

При расчете сжатых железобетонных элементов следует учитывать наличие случайного эксцентриситета приложения сжимающего усилия и возможность потери устойчивости гибких сжатых элементов при огневом воздействии. Несущая способность железобетонной конструкции при огневом воздействии в значительной степени

зависит от изменения прочности и деформативности бетона и арматуры с повышением температуры. В подавляющем большинстве случаев уравнения предельного равновесия невозможно записать в явном виде без предварительного рассмотрения результатов решения теплофизической задачи. Решение теплофизической задачи при нахождении распределения температур по сечению конструкции выполняется для принятых конкретных промежутков времени нагрева. Поэтому определение условий предельного равновесия железобетонной конструкции строится на принципе последовательных приближений, который предполагает заранее известные промежутки времени и соответствующее им распределение температур по сечению конструкции.

Для статического расчета необходимо иметь данные об изменении механических, упругопластических свойств и температурных деформаций бетона и арматуры при воздействии высоких температур и нагрузки, а также опытные предельные состояния железобетонных элементов при стандартном пожаре, которые можно получить только по результатам испытаний. Для проведения этих испытаний были изготовлены опытные образцы.

5. ИЗГОТОВЛЕНИЕ ОПЫТНЫХ ОБРАЗЦОВ

Балки (Б-1—Б-5) прямоугольного сечения размером 15х35 и 20х35 см имели напрягаемую арматуру из высокоуглеродистой стали 80С класса А-IV и из высокопрочной холодноотянутой проволоки диаметром 5 мм класса Вр-II и ненапрягаемую арматуру из горячекатаной стали 35ГС периодического профиля ϕ 18 мм (табл. 1).

Поперечное армирование балок было выполнено из ненапрягаемых хомутов из холодноотянутой проволоки ϕ 5 мм класса Вр-I. Пролет балок 290 см, зона анкеровки продольной арматуры с обеих сторон была равна 20 см. В балках с ненапрягаемой арматурой поперечное армирование выполнено в виде сварных каркасов, в остальных случаях ввиду плохой свариваемости высокопрочной арматуры пространственные каркасы были вязаными в виде замкнутых хомутов (рис. 1).

Для приготовления бетона использовался известняковый щебень крупностью до 20 мм и речной песок. В качестве вяжущего применялся портландцемент марки М300 Подольского завода (табл. 2).

Т а б л и ц а 1. Основные характеристики опытных образцов

Шифр, число образцов, шт.	Размер образцов, см	Вид бетона и прочность на сжатие, МПа	Продольная арматура	Процент армирования	Поперечная арматура	Испытания
Б-1, 6 шт.	20x35x320	Тяжелый, 20	3 ϕ 18 А-III	1,23	3 ϕ 8 А-I через 200 мм	На огнестойкость по прочности наклонных сечений при действии поперечной силы и одностороннего нагрева
Б-2, 6 шт.	15x35x320	" 27	3 ϕ 16 А-IV	1,3	—	
Б-3, 6 шт.	15x35x320	" 35	3 ϕ 15 А-IV	1,3	2 ϕ 5 В-I через 150 мм	
Б-4, 4 шт.	15x35x320	" 32	3 ϕ 15 А-IV	1,3	2 ϕ 5 В-I через 100 мм	
Б-5, 6 шт.	15x35x320	" 28	21 ϕ 5 Вр-II	0,9	2 ϕ 5 В-I через 150 мм	
Б-6, 8 шт.	14,5x34x320	" 24	2 ϕ 10 Ат-VI	0,33	2 ϕ 6 А-I через 150 мм	На огнестойкость по прочности нормальных сечений при действии изгибающего момента и одностороннего нагрева
Б-7, 2 шт.	14,5x34x320	" 24	2 ϕ 12 А-V	0,47		
Б-8, 8 шт.	14,5x34x320	" 21	2 ϕ 26 Ат-V	0,85		
Б-9, 2 шт.	14,5x34x320	" 21	2 ϕ 16 А-V	0,85		
П-1, 6 шт.	12x120x300	Керамзитовый, 20	8 ϕ 10 А-III	0,44	—	
П-2, 6 шт.	12x120x300	" 20	8 ϕ 20 А-III	1,71	—	

Продолжение табл. 1

Шифр, число образцов, шт.	Размер образцов, см	Вид бетона и прочность на сжатие, МПа	Продольная арматура	Процент армирования	Поперечная арматура	Испытания
П-3, 6 шт.	12х110х110	" 20	9 ϕ 6 А-III	—	—	Для определения физических свойств кесамзитобетона
К-1, 4 шт.	30х30х350	" 20	4 ϕ 18 А-III	1,15	ϕ 6 А-I через 250 мм	На огнестойкость по прочности колонн при действии сжимающей силы и четырехстороннего нагрева
К-2, 4 шт.	30х30х350	" 20	4 ϕ 25 А-III	2,13		
К-3, 2 шт.	30х30х350	Высокопрочный, 50	4 ϕ 18 А-III	1,13	ϕ 6 А-I через 250 мм	На огнестойкость по прочности колонн при действии сжимающей силы четырехстороннего нагрева
К-4, 3 шт.	30х30х350	" 60	4 ϕ 12 А-III	0,52	ϕ 6 А-I через 250 мм	
К-5, 2 шт.	30х30х350	" 60	4 ϕ 18 А-III	1,13	ϕ 6 А-I через 250 мм	
К-6, 3 шт.	30х30х350	" 80	4 ϕ 12 А-III	0,52	ϕ 6 А-I через 250 мм	
К-7, 5 шт.	30х30х350	" 80	4 ϕ 18 А-III	1,13	ϕ 6 А-I через 250 мм	

П-4, 3 шт.	20x110x110	" 60	4 о 10 А-III	—	—	Для определения тепло-физических свойств высокопрочного бетона
П-5, 3 шт.	20x110x110	" 80	4 о 10 А-III	—	—	
Б-10, 9 шт.	15x30x320	Керамзитопер-литобетон, 25	2 о 12 А-VI	—	Ø 6 А-I через 100 мм	На огнестойкость по прочности нормальных сечений при действии изгибающего момента и одностроннего нагрева
Б-11, 9 шт.	15x30x320	" 35	2 о 12 А-VI	—		
П-6, 1 шт.	12x110x110	" 25	10 о 8 А-III	—	—	Для определения тепло-физических свойств керамзитопер-литобетона
П-7, 1 шт.	12x110x110	" 35	10 о 8 А-III	—	—	
К-8, 8 шт.	30x30x350	Тяжелый, 38	4 о 20 А-III	1,39	Ø 8 А-I через 250 мм	На огнестойкость по прочности трех колонн при действии сжимающей силы и четырехстороннего обогрева и на остаточную прочность пяти колонн после пожара

Продолжение табл. 1

Шифр, число образцов, шт.	Размер образцов, см	Вид бетона и прочность на сжатие, МПа	Продольная арматура	Процент армирования	Поперечная арматура	Испытания
К-9, 5 шт.	30х30х350	" 38	8 о 32 А-III	7,15	ø 10 А-I через 250 мм	На огнестойкость по прочности трех колонн при действии сжимающей силы и четырехстороннего обогрева и на остаточную прочность двух колонн после пожара
К-10, 4 шт.	30х30х350	" 36	8 о 32 А-III с чертырьмя стержнями в ядре сечения	1,15		На огнестойкость по прочности двух колонн при действии сжимающей силы и четырехстороннего обогрева и на остаточную прочность двух колонн после пожара

КС-1, 2 шт.	30х30х350	" 36	4 Ø 20 А-III	1,39	Ø 8 А-I через 250 мм. Стык в середине высоты колонны	На огнестойкость по прочности колонны при действии сжимающей силы и четырехстороннего обогрева
КС-2, 2 шт.	30х30х350	" 36	8 Ø 32 А-III	7,15	Ø 10 А-III через 200 мм. Стык в середине высоты колонны	На огнестойкость по прочности колонны при действии сжимающей силы и четырехстороннего обогрева
				7,15		
КС-3, 2 шт.	30х30х350	" 36	8 Ø 32 А-III с четырьмя стержнями в ядре сечения			

Таблица 2. Состав бетона для опытных образцов

Шифр образцов по табл. 1	Состав бетона (по весу)	В/Ц	Класс бетона по прочности на сжатие	Кубиковая прочность на сжатие в 28-дневном возрасте, МПа	Модуль упругости, $E_b \cdot 10^3$, МПа	Весовая влажность, %
Б-1	1:2,5:5	0,5	B30	30	31	2
Б-2	1:2:4	0,4	B40	38	35	1,3
Б-3	1:1,2:2,1	0,35	B45	50	38	1,5
Б-4	1:1,2:2	0,35	B45	45	36,5	2,5
Б-5	1:1,2:2,1	0,4	B40	40	38	2,3
Б-6, Б-7	1:2:4,5	0,57	B40	34	32,9	1,2
Б-8, Б-9	1:2:4,35	0,57	B30	29,5	31,5	1,2
П-1, П-2, П-3, К-1, К-2	1:1,35:2,2	0,59	B20	19,5	12,7	1,8
К-3						
К-4, К-5, П-4	1:2,85:3,55	0,5	B45	53	35,5	2,9
К-6, К-7, П-5	1:2:3	0,5	B55	66,5	38,5	2,9
Б-10, П-7	1:0,95:1,8	0,36	B60	88	42	3,6
Б-11, П-8	1:1,25:0,3	0,67	B25	26,1	11	9,75
К-8, К-9,	1:1,2:0,4	0,63	B30	30,1	11,8	8,25
К-10, КС-1, КС-2, КС-3	1:1,39:3,66	0,59	B30	38	33	3

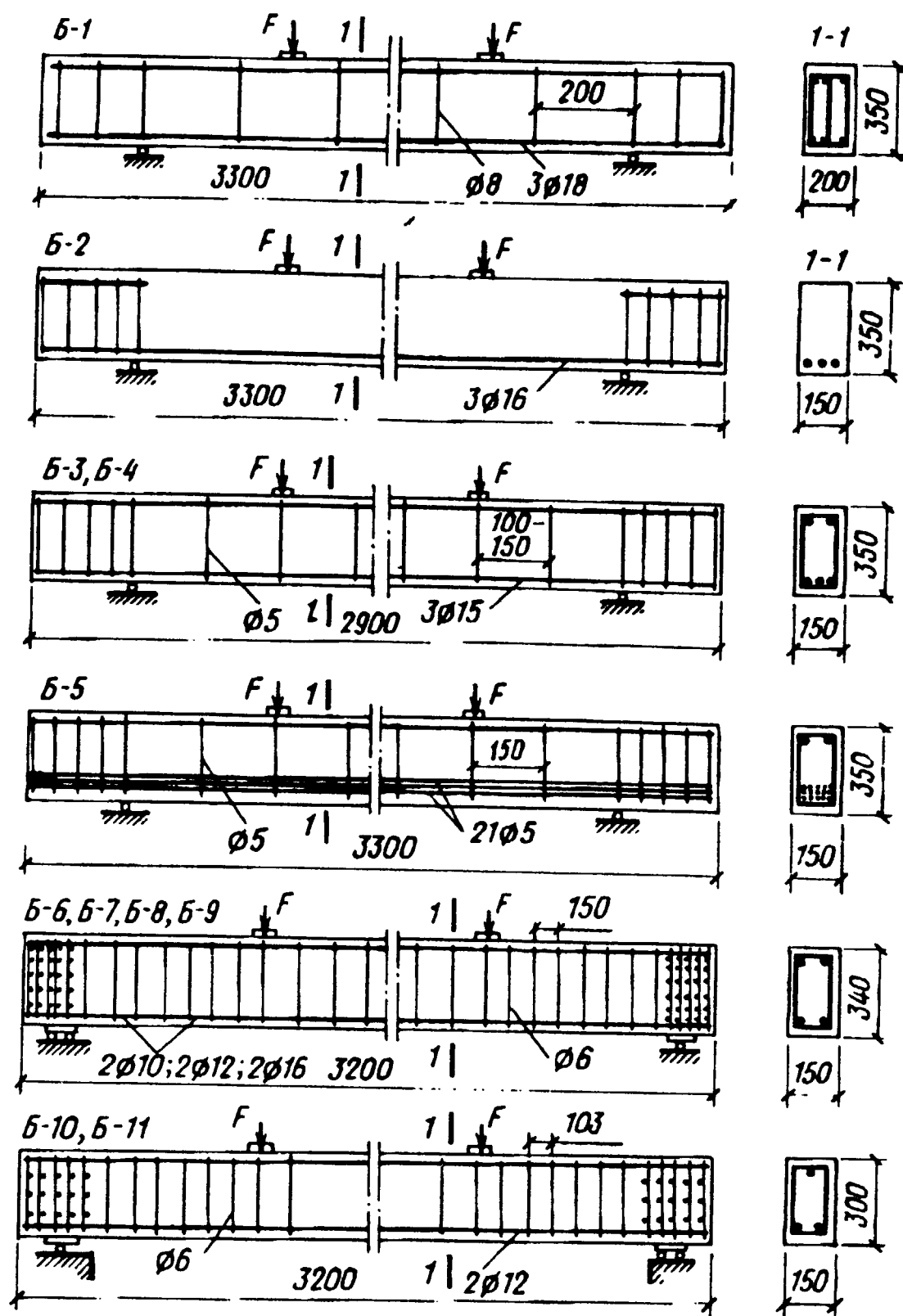
Для крепления кварцевых удлинителей, с помощью которых замерялись деформации в бетоне, при бетонировании балок на базе 150 мм были заложены штыри диаметром 10 мм, имеющие внутреннюю резьбу. Направление наклонной трещины принималось от опоры к грузу. Равномерность натяжения стержней контролировалась рычажными тензометрами, установленными попарно на каждом из трех стержней на базе 20 мм.

Для контроля натяжения высокопрочной проволоки диаметром 5 мм на ней были наклеены тензодатчики сопротивления на базе 25 мм с обеих сторон каждого стержня. Для равномерного натяжения каждого стержня арматуры они были предварительно натянуты до $0,3R_s$ для стержневой арматуры и до $0,5R_s$ — для проволоочной арматуры, после чего натяжение арматуры спускалось и в последующем производилось повторное натяжение гидравлическим домкратом ДС-60. Сначала арматуре давалось заданное натяжение, под которым она находилась в течение суток, затем натяжение спускалось до 80%.

Перед бетонированием натяжение стержней контролировалось по фактическому усилию, создаваемому домкратом, а также по деформациям арматуры, замеренным тензометрами и тензодатчиками сопротивления.

Бетонная смесь имела пластичность, соответствующую осадке стандартного конуса 0—1 и удобоукладываемость, равную 10—20 с (по методу Скрамтаева). Спустя 14—18 ч после окончания бетонирования поверхность балок покрывалась мокрыми опилками, которые увлажнялись в течение 4—5 дней. По истечении 5—10 дней балки разлубливались. После снятия опалубки к боковым поверхностям балок крепились тензометры, установленные на базе 100 мм на уровне напрягаемой арматуры и на расстоянии 25 мм от сжатой внешней нагрузкой грани балки, для замера деформаций бетона во время спуска натяжения арматуры на бетон и после окончания обжатия бетона усилием напрягаемой арматуры. Натяжение арматуры спускалось после достижения бетоном прочности $0,7R_b$. Спуск натяжения арматуры производился ступенями. После каждой ступени брались отсчеты по всем приборам до полной передачи усилия натяжения на бетон.

Для определения фактического усилия обжатия с помощью датчиков и тензометров, установленных на сво-



бодных участках, замеряли деформации укорочения арматуры при полном отпуске усилия натяжения. По показаниям приборов, установленных на боковых гранях балок, определяли деформации бетона на уровне нижней напрягаемой и верхней ненапрягаемой арматуры.

Балки (Б-6—Б-9 см. табл. 1) прямоугольного сечения размером 14,5x34 см, длиной 320 см армировались термически упрочненной арматурой класса Ат-V и Ат-VI и горячекатаной сталью класса А-IV марки 80С и класса А-V марки 23Х2Г2Т. Поперечное армирование в виде замкнутых хомутов было выполнено из гладкой горячекатаной стали класса А-I марки Ст3 диаметром 6 мм (см. рис. 1). Балки изготавливались так же, как балки Б-1—Б-5. Перед бетонированием образцов производилось контрольное изме-

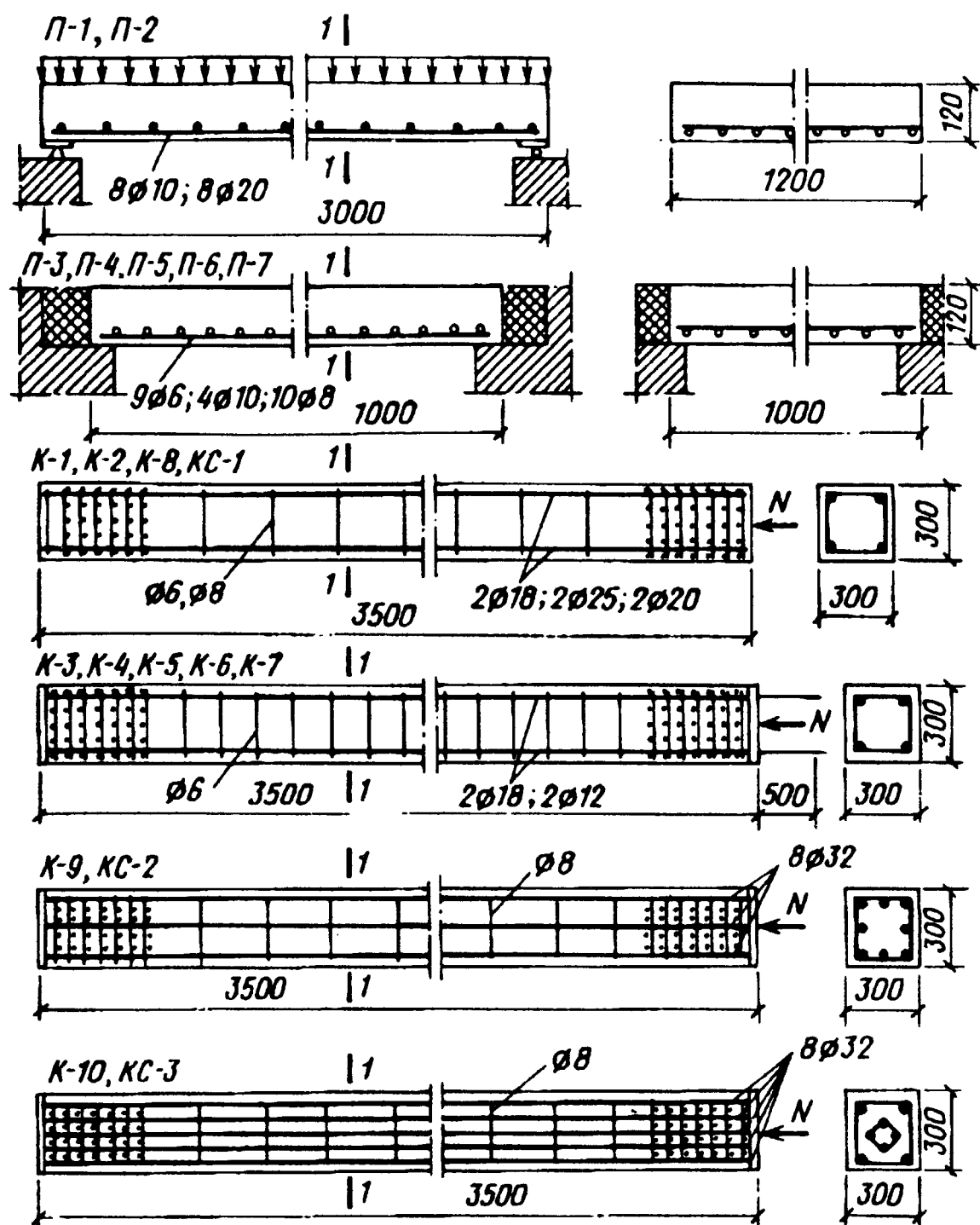


Рис. 1. Конструкции железобетонных Б-балок, П-плит, К-колонн и КС-колонн со стыком по середине ее высоты (см.рис. 2)

рение предварительного напряжения в арматуре, которое в балках Б-6 и Б-7 составляло $0,67R_s$ и в балках Б-8 и Б-9 — $0,58R_s$.

Перед бетонированием балок на растянутой арматуре укреплялись кольца с наружным диаметром 36 мм и внутренним 20 мм для установки кварцевых удлинителей. В кварцевых удлинителях на расстоянии 45 мм от торца проделаны сквозные отверстия диаметром 14 мм для крепления их к штырям. Кварцевые удлинители и металлические штыри изготовлялись разной длины, чтобы можно было замерить деформации продольной арматуры на базе 250 мм в зоне действия изгибающих моментов и высоких температур.

Для замера температуры бетона и арматуры перед бетонированием в трех сечениях по длине пролета балок

крепили термопары. Для приготовления бетона использовался портландцемент Подольского завода, известняковый щебень крупностью 5—20 мм и речной песок крупностью до 5 мм.

Натяжение арматуры в балках Б-6 и Б-7 спускалось на 21-е сут при кубиковой прочности бетона 32—33 МПа, а в балках Б-8 и Б-9 — на 20-е сут после бетонирования при прочности 24—25 МПа. Спуск натяжения производился несколькими этапами, на каждом этапе производился контроль за напряженно-деформированным состоянием балок. Образцы вместе с установленными на них приборами находились под наблюдением 160—180 сут при температуре среды 10—22°C и относительной влажности воздуха 48—75%.

Плиты (П-1, П-2, П-3) и колонны (К-1 и К-2) изготавливались из керамзитобетона на портландцементе марки М400 Подольского завода. В качестве заполнителя использован керамзитовый гравий фракций 5—10 и 10—20 мм Бескудниковского завода. В качестве мелкого заполнителя использован речной кварцевый песок. Все образцы армировались горячекатаной арматурной сталью периодического профиля класса А-III, марки 35ГС. Образцы хранились в естественных условиях.

Расход материалов на 1 м³ для керамзитобетона

Портландцемент с активностью 38,8 МПа, кг	313
Керамзитовый гравий крупностью 5—10 мм, кг	220
Керамзитовый гравий крупностью 10—20 мм, кг	210
Кварцевый песок с модулем крупности 1,89, кг	697
Вода, л	185

Плиты размером 12х120х300 см армировались сварными сетками, в которых рабочая арматура для шести плит П-1 была диаметром 10 мм с $\mu = 0,44\%$, а для других шести плит П-2 — диаметром 20 мм с $\mu = 1,71\%$, распределительная арматура из стали класса А-III диаметром 6 мм (см. рис. 1).

К крайнему арматурному стержню каркаса плиты приваривались штыри диаметром 12 мм разной длины для установки кварцевых удлинителей, с помощью которых измеряли деформации продольной арматуры на базе 250 мм в зоне действия максимального изгибающего момента.

Кроме того, было изготовлено шесть плит П-3 размером 12х110х110 см. Эти плиты армировались сварными сетками из стали класса А-III диаметром 6 мм в двух направлениях.

Для замера деформаций керамзитобетона сжатой зоны в плитах размером 12х120х300 см на необогреваемой поверхности после бетонирования устанавливались штыри диаметром 6—8 мм, высотой 1,5—2 см на базе 25 и 50 см. Для замера температуры керамзитобетона и арматуры перед бетонированием в каждой плите устанавливали термомпары. К четырем стержням продольной арматуры крепились по две термомпары. Для замера температуры обогреваемой и необогреваемой поверхности керамзитобетона устанавливались по две термомпары на поверхности плиты, в середине и у опор.

Колонны К-1 и К-2 размером 30х30х350 см изготовлялись из керамзитобетона. Колонны имели симметричное расположение арматуры диаметром 18 и 25 см (см. рис. 1) с $\mu = 1,15$ и $2,13\%$. Для предотвращения смятия опорные участки колонны армировались сварными сетками. Поперечное армирование в виде замкнутых хомутов было выполнено из гладкой горячекатаной стали класса А-1 марки Ст3 диаметром 6 мм.

Колонны по торцам имели металлические закладные детали из листовой стали толщиной 20 мм и размером 300х300 мм. Для замера температур по сечению керамзитобетона в середине колонны устанавливались хромель-алюмелевые термомпары.

Железобетонные колонны К-3—К-7 длиной 350 см и сечением 30х30 см армировались вязаными каркасами с симметричным расположением четырех продольных стержней диаметром 12 и 18, А-III. Колонны имели соответственно два процента армирования — 0,52 и 1,13. Поперечная арматура в виде вязаных хомутов из стали диаметром 6, А-I, устанавливалась с шагом 15 см для колонн с $\mu = 0,52\%$ и с шагом 25 см для колонн с $\mu = 1,13\%$ (см. рис. 1). В двух колоннах с $\mu = 1,13\%$ в качестве поперечной арматуры были установлены сварные сетки, имеющие по пять стержней в обоих направлениях из стали диаметром 6 А-I. Расстояние между сетками равнялось 25 см. По торцам колонн устанавливались металлические закладные детали из листа толщиной 12 мм и размером 300х300 мм. В концах каркасов продольную арматуру пропускали через

отверстия в торцевых пластинах и заваривали. Опорные участки колонн усиливали сетками. Для замера температуры бетона по сечению в центре колонны устанавливались хромель-алюмелевые термопары.

Плиты П-4 и П-5 имели длину 1100 мм и сечение 120x1100 мм. Плиты армировались сварными сетками из стержней диаметром 10 мм из стали класса А-III. Для замера температуры бетона в центре плит по высоте сечения устанавливались хромель-алюмелевые термопары.

Колонны и плиты изготавливались из высокопрочного бетона классов В45, В55 и В60 на портландцементе Белгородского завода с фактической активностью 56,6 МПа. В качестве мелкого заполнителя применяли речной песок. Крупным заполнителем служил гранитный щебень с максимальной крупностью до 20 мм. Составы бетонов подбирали в соответствии с инструкцией по расчету состава и контролю прочности высокопрочных бетонов и уточняли на пробных замесах.

Расход материалов на 1 м³ бетона

В30, В/Ц=0,59 В45, В/Ц=0,5 В55, В/Ц=0,5 В60, В/Ц=0,36

Портландцемент, кг	349	320	357	584
Речной песок, кг	485	906	772	551
Гранитный щебень, кг	1277	1114	1071	1064
Вода, л	206	160	182	212
Объемная плотность, кг/м ³	2441	2400	2382	2411

Колонны и плиты армировались горячекатаной арматурой стали марки 35ГС класса А-III и формовались в горизонтальном положении. Уплотнение бетона в колоннах и плитах производили глубинными вибраторами.

Балки Б-10 и Б-11 (см. рис. 1) размером 30x15x320 см и плиты П-6 и П-7 размером 12x110x110 см были изготовлены из керамзитоперлитобетона классов В30 и В25. В качестве крупного заполнителя применялся керамзитовый гравий Никольского завода керамических изделий фракций 5—10 и 10—20 мм в соотношении 1:1. В качестве мелкого заполнителя использовался перлитовый песок плотностью 300 кг/м³ Арагацкого месторождения, соответствующий требованиям ГОСТ 10832—74, вспученный во вращающейся печи Стройперлит г.Мытищ и перлитовый песок плот-

ностью 500 кг/м³ Береговского месторождения, вспученный в печи "кипящего слоя" ВНИИСтрома. В качестве вяжущего для бетона классов В25 и В30 применялся портландцемент с активностью 45 МПа.

Подбор составов керамзитоперлитобетона производился по методике "Руководства по подбору составов конструктивных легких бетонов на пористых заполнителях". — М.: Стройиздат, 1975. Жесткость бетонной смеси была принята 30 с.

Расход компонентов в расчете на 1 м³ керамзитоперлитобетона был принят следующим:

Расход компонентов на 1 м³ керамзитоперлитобетона

Бетон класса	В25	В30
Портландцемент, кг	430	455
Керамзитовый гравий, л(кг)	900(543)	900(543)
Перлитовый песок, л(кг)	435(130)	360(180)
Вода, л	290	280
Плотность бетона в сухом состоянии, кг/м ³	1330	1390

Балки Б-10 и Б-11 были армированы арматурными стержнями периодического профиля из стали класса А-VI марки 22Х2Г2АЮ, в поперечном направлении — замкнутыми хомутами диаметром 6 мм из гладкой горячекатаной стали класса А-I марки Ст3 (см. рис. 1).

Натяжение арматуры производилось механическим способом на упоры стенда при помощи домкрата ДС-60, так же, как балок Б-1—Б-5. Натяжение арматуры осуществлялось в два этапа: на первом — арматуру натягивали усилием, равным $0,2R_s$; во втором — 3—4 ступенями арматуру натягивали до проектного значения $0,8—0,85R_s$.

Обжатие бетона напряженной арматурой производилось для балок из бетона класса В25 в возрасте 25 сут при $R_b = 28$ МПа, для балок из бетона класса В30 в возрасте 24 сут при $R_b = 30$ МПа.

После передачи усилия натяжения с упоров стенда на бетон образцы вместе с установленными на них приборами находились под наблюдением 90—95 сут при температуре среды 16—22°C и относительной влажности воздуха 50—78%.

Плиты П-6 и П-7 (см. табл. 1) армировались сварными сетками, выполненными из арматурной стали класса А-III

диаметром 8 мм. Для замера температуры в центре плит по высоте сечений устанавливались хромель-алюмелевые термопары.

Железобетонные колонны К-8—К-10 с поперечным сечением 30х30 см имели длину 350 см.

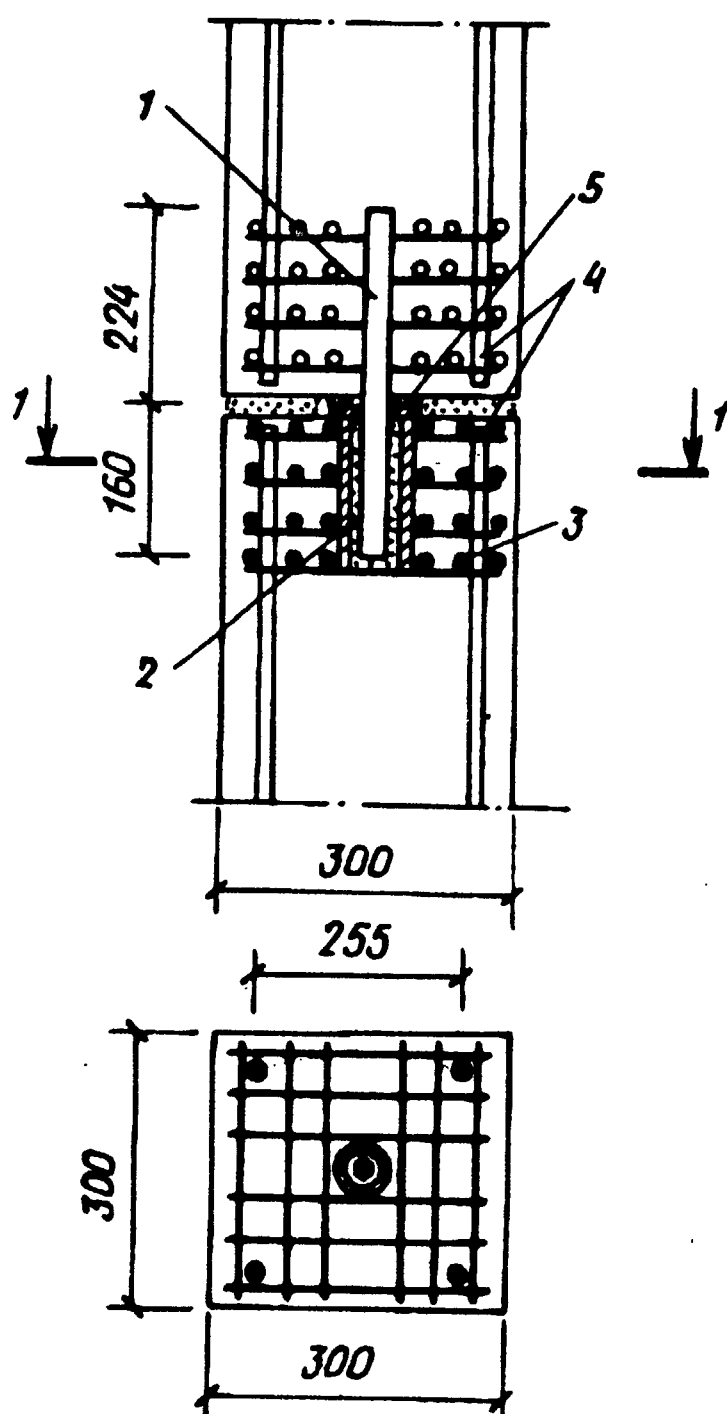
Сборные колонны КС-1—КС-3 сечением 30х30 см состояли из двух частей по 150 см и имели стык в середине их высоты. В качестве рабочей продольной арматуры колонн была принята арматурная сталь класса А-III марки 35ГС. Колонны К-8 и КС-1 армированы четырьмя стержнями диаметром 20, которые располагались симметрично по сечению в углах. Коэффициент продольного армирования $\mu = 1,39$ (см. рис. 1). В колоннах К-9, К-10, КС-2 и КС-3 продольное армирование выполнялось из восьми стержней диаметром 32 мм с коэффициентом армирования $\mu = 7,15\%$ (см. рис. 1). Колонны К-10 и КС-3 имели четыре продольных стержня, расположенных в углах и четыре стержня у ядра сечения. Защитный слой бетона — 3 см. Опорные участки и зона стыка колонн имели сетки с ячейками 5х5 см из стали класса А-I марки Ст3. Сетки из проволоки диаметром 5 мм устанавливались в колоннах и стыковых соединениях с $\mu = 1,39\%$, с диаметром 8 мм с $\mu = 7,15\%$. Верхние элементы сборных колонн в нижнем торце имели выпуск арматурного стержня, расположенного в центре сечения (рис. 2). Нижний сборный элемент колонн имел гнездо в верхнем торце из отрезка трубы, которая также располагалась в центре сечения. Продольное армирование в колоннах с контактным стыком было принято таким же, как в целых колоннах. Продольные стержни обрывались у шва стыкуемых элементов.

Бетон класса В30 был принят на гранитном щебне крупностью 5—20 мм и речном песке средней крупности, цемент Воскресенского завода активностью 46 МПа. Стыкование колонн производилось по "Рекомендациям по проектированию и выполнению контактных стыков с обрывом арматуры в железобетонных колоннах многоэтажных зданий".

Монтаж сборных колонн начинался с установки нижнего элемента в вертикальное положение. На поверхности нижнего элемента в его геометрическом центре устанавливалась металлическая центрирующая прокладка ($\varnothing$ 100 мм, $\delta = 10$ мм), в середине которой было

Рис. 2. Конструкция контактного стыка колонны

1 — центрирующий штырь; 2 — труба; 3 — арматурная сетка; 4 — продольные стержни; 5 — прокладка



отверстие диаметром 60 мм. На боковых гранях обоих стыкуемых элементов наносились вертикальные риски, которые, совмещаясь при монтаже, обеспечивали соосность стыкуемых элементов. Затем приготавливался раствор омоноличивания. Одни колонны омоноличивались цементно-песчаным раствором состава, в частях по весу: глиноземистый цемент — 100, кварцевый песок — 200, ПАВ из НИЛ 21 — 0,5, вода — 40. Другие колонны — полимерным раствором состава по весу в частях: глиноземистый цемент — 100, кварцевый песок — 200, эпоксиднодиановая смола ЭД-5, отвердитель УПО 647 — 0,5, ПАВ и олигоамида ДА-2120 — 0,25, лапраксид 703 — 0,125, вода — 33.

Прочность на сжатие цементно-песчаного раствора была 43,5 МПа и полимерцементного раствора — 41 МПа.

Приготовленный раствор заливался в гнездо на $\frac{2}{3}$ его высоты и укладывался на торец нижнего элемента. После этого монтировался верхний элемент, выпуск арматуры ко-

торого погружался под действием собственного веса колонны в гнездо нижнего элемента. Избыточный раствор выдавливался из гнезда и распределялся по шву. При этом совмещались вертикальные риски, нанесенные на боковые поверхности стыкуемых элементов. Верхний элемент, установленный на центрирующую прокладку, выверялся при помощи клиньев. Вертикальность состыкованных образцов контролировалась отвесом.

Сборные колонны находились 14 сут в условиях производственного помещения в вертикальном положении до набора проектной прочности раствора омоноличивания, после чего при помощи мостового крана сборные колонны в вертикальном положении транспортировали и устанавливали для испытаний.

Одновременно с балками, плитами и колоннами бетонировали кубики размером 10х10х10 см для вычисления кубиковой прочности и восьмерки для определения прочности бетона на растяжение согласно ГОСТ 10180—88 и призмы размером 10х10х40 см для нахождения модуля упругости и призмочной прочности согласно ГОСТ 24452—80.

Для измерения температуры бетона во время нагрева при изготовлении в середине и вблизи поверхности, в среднем сечении образца были установлены термодатчики. Уплотнение бетона производили на виброплощадке НИИЖБ грузоподъемностью 5 т, работающей в режиме 3000 и 5000 кол/мин. Продолжительность уплотнения — 1 мин.

Для исследования прочностных и деформативных свойств бетонов при нагревании бетонировались также пустотелые цилиндры с наружным диаметром 75 мм, внутренним — 25, толщиной стенки 25 и высотой 300 мм. Такие размеры цилиндра были выбраны ВНИИПО для обеспечения равномерного прогрева бетона при скоростях подъема температуры, соответствующих фактическому прогреву бетона при пожаре.

Цилиндрические образцы изготавливались из бетона с заполнителем фракции 5—10 мм. Во время изготовления в часть цилиндрических образцов устанавливались хромель-алюмелевые термодатчики диаметром 0,5 мм в середине стенки, на внутренней и внешней поверхностях для измерения температуры. Бетонировали образцы-цилиндры в вертикальном положении в два слоя и штыковали каждый слой по 25 раз металлическим стержнем диаметром 16 мм,

после чего вибрировали на лабораторном вибростоле более 30 с. Через сутки после бетонирования поверхность бетона кубиков, призм, восьмерок и цилиндров покрывали мокрыми опилками, которые увлажнялись в течение 6 сут. Образцы находились в цехе и бетон имел естественное твердение.

6. МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ

Испытание на огнестойкость железобетонных изгибаемых элементов осуществлялось в специальной печи. Огневая камера размером 2,8х1,2 м была образована блоками из жаростойкого железобетона, которые устанавливались в печь и обкладывались насухо кирпичом для лучшей теплоизоляции (рис. 3) [25]. Для наблюдения за образцом при испытании в блоках были сделаны смотровые окна, расположенные таким образом, чтобы просматривалась боковая поверхность образца. В смотровых окнах имелись специальные кассеты из жаростойкого железобетона, в которые

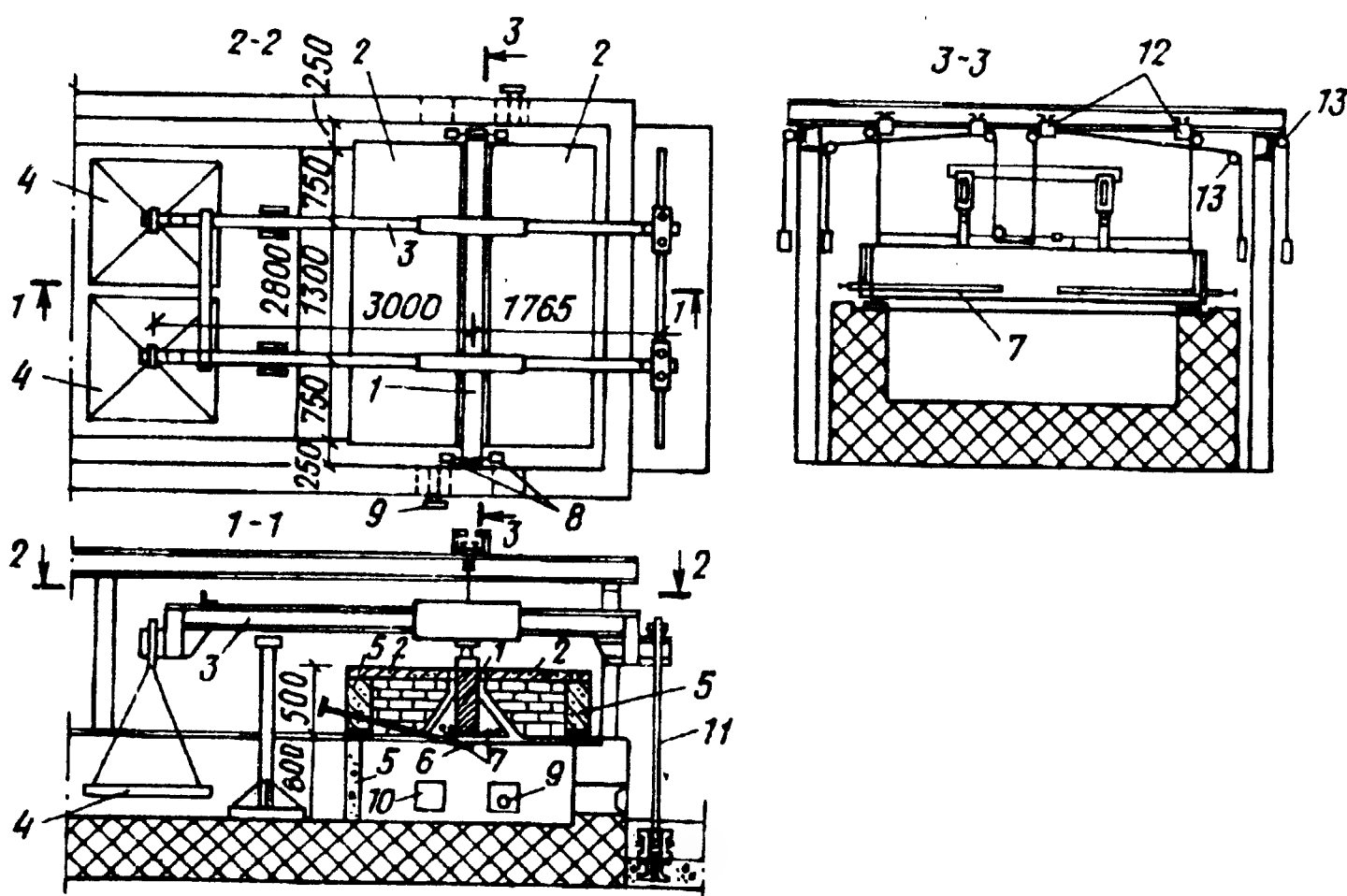


Рис. 3. Установка для испытания балок на огнестойкость

1 — балка; 2 — плиты из жаростойкого бетона; 3 — рычаги (1:17); 4 — платформа для груза; 5 — жаростойкие блоки; 6 — печная термopapa; 7 — удлинители из кварцевых трубок; 8 — катки для кварцевых удлинителей; 9 — горелки; 10 — дымовой канал; 11 — металлические тяги диаметром 24 мм; 12 — блоки для прогибомерной проволоки; 13 — прогибомеры

вставлялось кварцевое стекло толщиной 15 мм и диаметром 22 см, выдерживающее нагревание до 2500⁰С без изменения своих механических и оптических свойств. Пространство между блоками и испытываемым образцом перекрывалось плитами из жаростойкого железобетона, в которых были оставлены отверстия для выпуска удлинителей.

Торцевые участки камеры выше стенки печи закладывались огнеупорным кирпичом. Здесь также оставлялись отверстия для пропуска удлинителей. Все щели перед испытанием закладывались шлаковатой. Регулирование скорости подачи горючего в печи осуществлялось форсунками, установленными в отверстиях стенок печи и работающими по принципу распыления жидкого горючего (керосина) воздухом, нагнетаемым по воздуховодам вентилятором высокого давления.

В огневой камере было две форсунки, которые имели некоторый угол наклона к поду печи, позволяющий создавать светящееся пламя без вертикальных завихрений, что позволяло избегать местных перегревов образца и обеспечивало достаточно однородное температурное поле в верхней части огневой камеры. Обогрев испытуемого образца осуществлялся главным образом за счет лучеиспускательной способности факела пламени и нагретых стенок печи и отчасти от конвективных потоков продуктов горения топлива.

Нагружение испытуемого образца нормативной нагрузкой производилось рычагами, к длинному концу которых подвешивалась платформа с грузом, а другой конец рычага при помощи туг укреплялся в силовом полу. Нагрузка от рычагов к образцу передавалась через специальную траверсу. Эта траверса предохраняла рычаги от опрокидывания в плоскости образца из-за ее больших прогибов во время испытания. Кроме того, траверса позволяла менять место приложения сосредоточенных сил без изменения положения рычагов путем перестановки катковых опор, устанавливаемых между образцом и траверсой в горизонтальном положении на жаростойком растворе. Испытываемый образец устанавливали на опорные подушки из жаростойкого железобетона, равномерно распределяющие опорные усилия на стенки печи. Один из катков, располагавшийся между опорой образца и опорной подушкой, был неподвижный. Вторым имел возможность горизонтального смещения из-за

температурного расширения образца во время огневого воздействия. Нагрузка на образец давалась в виде двух сосредоточенных сил, расположенных на расстоянии $1,5-2h$ от опоры.

Такой вид нагрузки был выбран исходя из того, что это дает возможность изучать огнестойкость изгибаемых элементов, разрушающихся как по нормальным сечениям в зоне чистого изгиба, так и по косым трещинам в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечной силы. Поддержание стандартного температурного режима в огневой камере печи осуществлялось ручной регулировкой форсунок по показаниям печных хромель-алюмелевых термопар, горячие спаи которых находились на расстоянии 10—15 см от обогреваемой поверхности образца. Температура в камере печи замерялась тремя печными термопарами, показания которых регистрировались переносным милливольтметром при помощи контактного переключателя. Переносной милливольтметр был градуирован под хромель-алюмелевую термопару. Замеры температуры в камере печи производились через каждые 5 мин нагрева: при этом температура оценивалась как среднее арифметическое из показаний всех термопар.

Стандартный температурный режим поддерживался с точностью 2—3%, так что кривая фактического роста температур почти совпадает со стандартной кривой "температура—время".

Согласно [25] балки подвергаются огневому воздействию со стороны обеих боковых и нижней растянутой граней и плиты только с нижней растянутой грани. При этом создавался температурный перепад в бетоне по высоте сечения, нагревалась продольная и поперечная арматура.

Для замера температуры в бетоне и на арматуре устанавливались хромель-алюмелевые термопары, показания которых автоматически регистрировались 12-точечными самопишущими электронными потенциометрами типа ЭПП-09М1.

К каждому стержню продольной арматуры прикреплялись по две диаметрально расположенные термопары. Температура стержня определялась как среднеарифметическое из показаний этих термопар.

По окончании огневых испытаний и остывания конструкций производилось определение фактического местона-

хождения горячих спаев термопар и фактической величины защитного слоя арматуры. По длине образца термопары были установлены по вертикальной оси в трех сечениях: в зоне поперечных сил с двух сторон и изгибающих моментов. Перед испытанием на бетон сжатой грани образца устанавливались термопары для замера температуры крайнего волокна сжатой зоны. Определение влажности образцов производилось до их испытания путем откалывания кусков бетона от образца и последующего взвешивания при нормальной температуре и после высушивания их в течение нескольких суток при температуре 110°C . Определение весовой влажности производилось для каждого образца.

Для измерения деформаций продольной арматуры были сконструированы специальные удлинители из кварцевых трубок диаметром 20 мм. Для установки кварцевых трубок на штыри на расстоянии 40 мм от края трубки были проделаны сквозные отверстия диаметром 15 мм. На другом конце кварцевой трубки удлинителя, выведенного из пространства печи, на жаростойком растворе крепились инварные стержни диаметром 6 мм, имеющие резьбу, в которые вставлялись индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм. Индикаторы упирались своими ножками в соседние кварцевые трубки, заканчивающиеся металлическими головками. Для поддержания удлинителей в горизонтальном положении они опирались на катковые опоры, установленные вне пространства печи и позволяющие тягам удлинителей следовать за температурными деформациями образца во время огневого воздействия. Кварцевые трубки и штыри были изготовлены разной длины с таким расчетом, чтобы замерять деформации продольной арматуры на базе 300 мм в зоне действия изгибающих моментов и поперечных сил на участке между опорой и сосредоточенным грузом. Кварцевые удлинители устанавливались попарно с обеих сторон образца и замеряли деформации арматуры до наступления предела огнестойкости.

Для измерения деформации бетона по направлению, перпендикулярному ожидаемой наклонной трещине, также применялись удлинители, изготовленные из кварцевых трубок диаметром 7 мм. Применение кварцевых трубок для изготовления удлинителей обуславливалось низким коэффициентом температурного расширения кварцевого стекла, равного $0,475 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ в интервале температуры 0—

1000°С. Температурные деформации кварцевых тяг почти в 25 раз меньше, чем температурные деформации арматуры, и в 20 раз меньше, чем бетона. Это позволило пренебрегать температурными деформациями самих кварцевых трубок при вычислении относительных деформаций нагреваемой арматуры и бетона во время испытаний.

Для дублирования замера деформаций арматуры удлинители устанавливались попарно с обеих боковых граней образца. Для установки кварцевых удлинителей по направлению, перпендикулярному ожидаемой наклонной трещине, в штыри, заложенные при бетонировании вкручивались винты, имеющие на конце уширение для опоры удлинителей. Удлинители устанавливались в одной плоскости, параллельной боковой поверхности образца и снабжались индикатором. Удлинители выводились из пространства огневой камеры и обеспечивали плотное примыкание их к опорным штырям, укрепленным в бетоне образца.

Для предотвращения нагревания индикаторов во время испытаний между стенкой печи и приборами устанавливались экраны из листового асбеста и производилась тщательная теплоизоляция шлаковатой.

Измерение прогибов образцов производилось прогибомерами Аистова с ценой деления 0,01 мм. Приборы были установлены над боковыми стенками печи на специальной металлической рейке, укрепленной на металлических опорах, не имеющих связи со стенками печи.

Инварная нить диаметром 0,8 мм, идущая от верхней грани образца к прогибомеру, перебрасывалась через блок, укрепленный над печью на рейке, установленной параллельно образцу.

Величина втягивания продольной предварительно напряженной арматуры в бетон измерялась индикаторами, установленными на выпусках арматуры с обеих торцевых сторон образца при помощи специальных струбцин.

При испытании изгибаемых элементов на огнестойкость их ступенями загружали до нормативной нагрузки, равной 0,5—0,7F. При нагружении на каждом этапе снимались отсчеты по приборам. После нагружения образец выдерживался под нагрузкой в течение нескольких часов до стабилизации прогибов. Потом образец подвергался огневому воздействию до полного разрушения. Отсчеты по приборам снимались через каждые 5 мин. В процессе огневого

воздействия производился замер деформаций продольной арматуры, бетона по направлению, перпендикулярному ожидаемой наклонной трещине, прогибов образца и величины втягивания продольной предварительно напряженной арматуры в бетон.

Балки и плиты нагревались до разрушения с целью определения предела огнестойкости по потере несущей способности. Зная предел огнестойкости балок, часть из них для определения возможности эксплуатации железобетонного элемента после пожара нагревалась не до разрушения, т.е. нагревание прекращалось за 7—10 мин до наступления предела огнестойкости или до температуры на арматуре на 50—60°C меньше критической температуры, наблюдавшейся при разрушении. После нагревания боковые грани балок поливались водой. Затем балки и плиты в нагруженном состоянии остывали вместе с печью до нормальной температуры. В остывшем состоянии балки и плиты разгружались. На следующий день вычисляли остаточный прогиб плиты. Потом плиту разгружали и повторно нагружали той же нагрузкой. Повторное нагружение осуществлялось ступенями, составляющими около 20% общей нагрузки, с выдержкой после каждой ступени в течение 10 мин. После повторного нагружения замеряли прогиб плиты. На основе полученного прогиба определяли величину потери жесткости плиты по формуле

$$\Delta B = - \frac{f_t - f}{f_t} 100, \quad (4)$$

где f_t — прогиб остывшей и разрушенной плиты после повторного нагружения эксплуатационной нагрузкой; f — предельно допустимый прогиб плиты от эксплуатационной нагрузки по СНиП 2.03.01—84.

После этого нагрузку увеличивали ступенями до разрушения и вычисляли необратимую потерю прочности по формуле

$$\Delta F = \frac{F - F_u}{F} 100, \quad (5)$$

где F — разрушающая нагрузка при нормальной температуре; F_u — разрушающая нагрузка после нагрева и охлаждения.

После испытания образцы разбивались и из их боковой и средней части вырезалась арматура длиной 50 см для определения влияния нагрева до критической температуры на ее прочностные и деформативные свойства, которые затем сравнивались с результатами испытания на растяжение этих сталей, не подвергавшихся воздействию температуры.

Влажность бетона для каждого образца определялась весовым способом по ГОСТ 12730.2—84 на кусках бетона, отбитых из разных мест. Аналогичным испытаниям была подвергнута и арматура хомутов.

При нормальной температуре балки и плиты испытывались на гидравлическом прессе. Нагрузка прикладывалась в виде двух сосредоточенных грузов двумя домкратами, шарнирно подвешенным к раме машины. Нагрузка давалась ступенями по 50 кг до образования трещин, затем по 250 кг до полного разрушения образца.

Испытания изгибаемых элементов на огнестойкость при ограничении продольных деформаций. В нашей стране при изучении [8] последствий натуральных пожаров и некоторыми опытами было установлено увеличение предела огнестойкости изгибаемых элементов от расчетных, обусловленных совместной работой изгибаемых элементов в составе каркаса здания. Поэтому с целью моделирования подобных условий были проведены экспериментальные исследования по огнестойкости изгибаемых элементов из керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 с предварительно напряженной арматурой из стали классов А-VI марки 22Х2Г2АЮ с ограничением продольных деформаций балки.

Для обеспечения ограничения продольных деформаций было разработано специальное приспособление, конструкция которого представляет собой горизонтально расположенную над печью и изолированную от нее металлическую раму (рис. 4). Последняя состоит из двух тяг длиной 4500 мм, каждая диаметром 100 мм из стали марки Ст5 с резьбой на концах и двух жестких траверс, на концах которых предусмотрено по два отверстия для пропуска тяг, а в середине — ограничитель продольных деформаций.

Тяги, будучи пропущенными через отверстия в траверсах, крепятся к ним болтами, фиксируя таким образом положение ограничителя. На середине каждой тяги на базе 250 мм установлены специальные стационарные деформо-

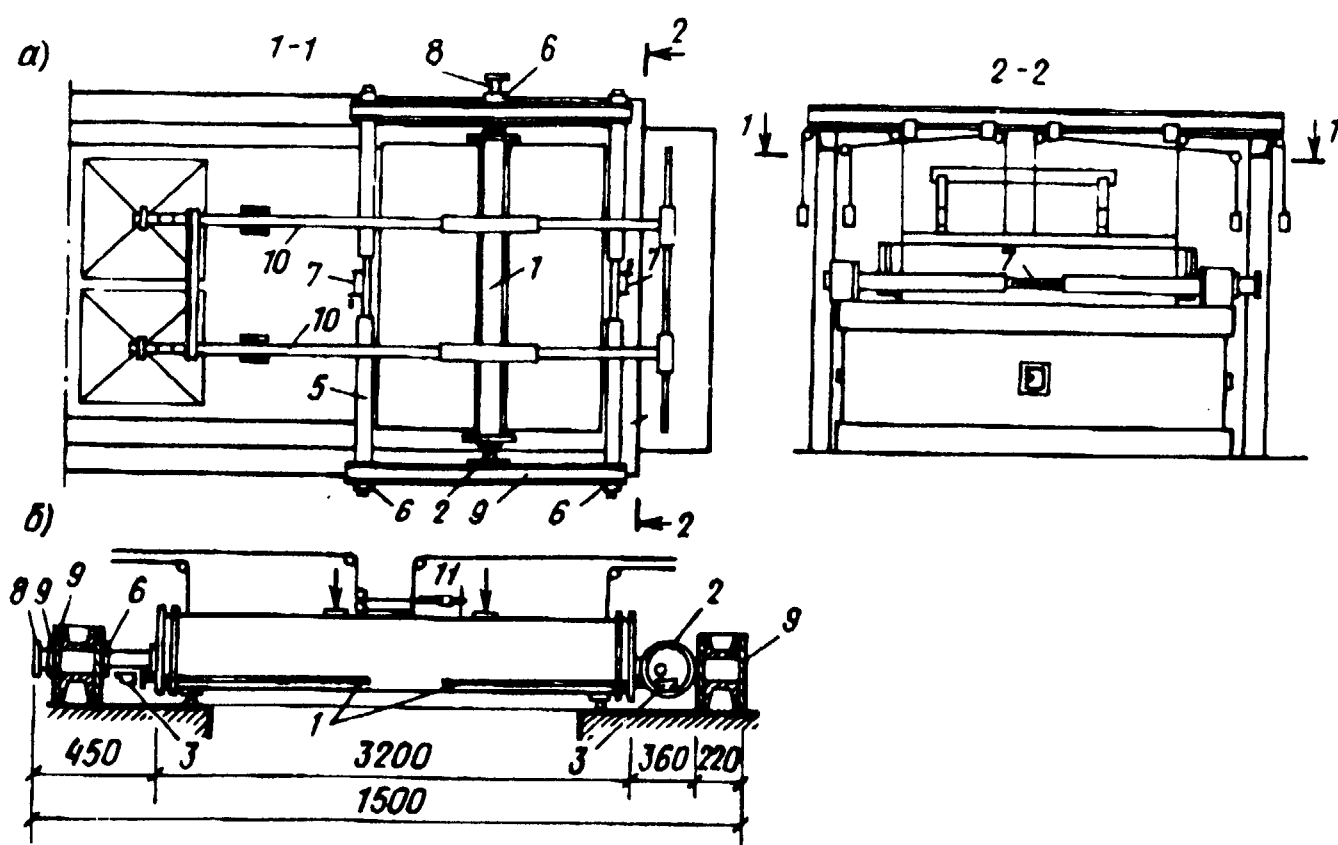


Рис. 4. Установка для испытания на огнестойкость балок с ограничителем продольных деформаций (а) и расстановка приборов (б)

1 — балка; 2 — динамометр для замера продольной силы; 3 — индикаторы часового типа на кварцевых удлинителях; 4 — удлинители из кварцевых трубок; 5 — тяги ограничителя; 6 — гайки для крепления; 7 — стационарный деформометр для замера деформаций тяг; 8 — болт для фиксации ограничителя; 9 — траверса ограничителя; 10 — рычаг; 11 — переносной деформометр

метры. Для обеспечения более равномерного распределения продольного усилия на концах балки были предусмотрены металлические пластины толщиной 15 мм, установленные через слой раствора.

В отличие от стандартных испытаний на огнестойкость в данном случае между торцом балки и траверсой был установлен предварительно оттарированный кольцевой динамометр, приводимый в стабильное положение путем затяжки гаек на концах тяг ограничителя усилием, равным 0,3—0,35 кН, что практически никакого влияния на деформации балок не оказывало. При этом динамометр центрировался таким образом, чтобы можно было замерять продольное усилие, создаваемое от нагрузки и температурной деформации балки во время огневого воздействия по оси, проходящей на расстоянии 113 мм от нижней грани балки.

После проверки рабочего состояния всех приборов балку нагружали нормативной нагрузкой — двумя сосредоточен-

ными силами в третях пролета. При этом измеряли усилие распора от перераспределения усилий при нормальной температуре, деформации растянутой арматуры и бетона сжатой грани балки, а также прогибы балки.

Во время испытаний с ограничением продольных деформаций балок отсчеты по всем приборам снимали до нагружения и после нагружения нормативной нагрузкой, перед нагревом и при нагреве через каждые 5 мин. При этом нагрузка, подключение и назначение всех приборов, кроме деформометров, на удлинительях были такими же, как при испытаниях без ограничения продольных деформаций балок.

Испытания на огнестойкость железобетонных колонн производились на специальной установке ВНИИПО [25]. Установка для испытаний на огнестойкость колонн (рис. 5) состоит: из печи, кладка которой выполнена из шамотного кирпича и заключена в жесткий сварной каркас; стационарной грузовой рамы в виде замкнутой жесткой системы с гидравлическим прессом и подъемно-транспортных устройств.

Две раздвижные части печи (1) в сомкнутом положении образуют вертикальную огневую камеру размером 120x140x260 см. Концы колонны (2), выступающие из печи, пропускают через проемы, предусмотренные в своде и поде камеры. Обе части печи установлены на тележки (3), перемещающиеся по рельсам. В стенах камеры размещены смотровые люки (8) с кварцевыми стеклами, форсунки (5), отверстия для пропуска термомпар, лазы и каналы дымоходов (7).

Установка работает на керосине, сжигаемом при помощи восьми длиннопламенных форсунок и оборудована воздушным дутьем. Форсунки расположены так, что факелы пламени не воздействуют непосредственно на колонны и не создают местного перегрева. Колонны обогреваются с четырех сторон на высоту 258 см.

Гидравлический пресс (10) мощностью 2000 кН расположен под верхней траверсой (11) грузовой рамы (9). К плунжеру пресса через промежуточную вставку (12) закреплена опорная плита, имеющая сферический шарнир (13), такая же плита расположена на нижней траверсе рамы.

Колонны устанавливались между опорными плитами, центрировались при нагрузке, составляющей примерно 25%

предполагаемой разрушающей. С этой целью на боковых гранях колонны устанавливались индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм. База замера деформаций составляла 300 мм. Колонны центрировали до тех пор, пока деформации на двух противоположных гранях отличались не более чем на 10% от средней. Контроль за нагрузкой осуществлялся по показаниям манометра (14). Затем колонны предварительно нагружались сжимающей продольной силой от 0,31 до 0,42 разрушающей нагрузки, выдерживались при ней до стабилизации деформаций и подвергались четырехстороннему огневому воздействию до разрушения. Схема опирания колонн соответствует работе стержня с шарнирным опиранием.

Замер продольных деформаций колонн во время испытания осуществлялся при помощи четырех прогибомеров, нити которых крепились в углах верхней опорной плиты. Запись показаний прогибомеров производилась автоматически. Среднее арифметическое из показаний четырех прогибомеров принимали за деформацию колонны.

Температуру в камере печи и в бетоне колонн измеряли хромель-алюмелевыми термопарами. В печи применяли термопары стационарного типа марки ТХА-ХІІІ, показания которых автоматически регистрировали точечными самопишущими электронными потенциометрами типа ЭПП-09М1.

Температура в огневой камере печи изменялась во времени по стандартной температурной кривой. В печи температуру измеряли в шести точках термопарами, горячие спаи которых располагались на расстоянии 10 см от обогреваемой поверхности колонны. Температура в печи принималась как среднее арифметическое из показаний шести термопар. По окончании огневых испытаний колонн контролировались фактические местоположения горячих спаев, замерялась действительная величина защитных слоев бетона. Для определения прочности и деформативности колонн до огневых испытаний при нормальной температуре были испытаны колонны на действие сжимающей продольной силы.

Испытания колонн при нормальной температуре проводили на вертикальном гидравлическом прессе мощностью 10 000 кН. Колонны перед испытанием центрировали при нагрузке, составляющей примерно 20% предполагаемой

разрушающей и проверяли деформации бетона на боковых гранях. После центрирования к колонне прикладывалась ступенями нагрузка, величина которой составляла примерно 10% предполагаемой разрушающей. Нагрузку на каждой ступени выдерживали 10—15 мин. Отсчет по приборам снимали дважды: сразу после приложения ступени нагрузки и в конце выдержки. Это позволило оценить развитие упругих и неупругих деформаций бетона при разных уровнях нагрузки. Во время выдержки производили осмотр колонн для выявления трещин и замера ширины их раскрытия.

Во время испытания колонн замерялись деформации тензорезисторами на бетоне с базой 50 мм и на арматуре с базой 20 мм, а также индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм, установленными на бетон по четырем граням колонн на базе 300 мм. Применение индикаторов позволило контролировать достоверность показаний тензодатчиков до нагрузки, составляющей 0,8N, после чего индикаторы снимались, а деформации бетона и арматуры замерялись вплоть до разрушения колонн тензорезисторами.

Тензорезисторы, замерявшие деформации арматуры, наклеивались по 3—6 шт. на продольные стержни в средней части каркаса колонн. Тензорезисторы на бетоне наклеивались в средней части колонны. Помимо продольных тензорезисторов, ориентированных параллельно оси колонн, на бетон также наклеивались поперечные, показания которых использовались при анализе трещинообразования. Показания тензорезисторов регистрировали с помощью тензометрической аппаратуры.

Прогибы колонн замерялись в пяти точках по высоте в двух взаимно перпендикулярных направлениях, совпадающих с осями симметрии сечения колонны.

Определение остаточной прочности колонн после огневого воздействия производили на колоннах, нагруженных до уровня 0,45 и 0,36N, которые подвергали четырехстороннему огневому воздействию по "стандартной кривой" подъема температуры на установке (см. рис. 5).

Колонны с $\mu = 1,39\%$ нагревались 30 и 60 мин. Колонны с $\mu = 7,15\%$ нагревались в течение 60 и 90 мин. Колонны с $\mu = 7,15\%$ и 50% продольной арматуры, расположенной ближе к ядру сечения, нагревали в течение 120 и 150 мин. После этого температура в огневой камере снижалась со скоростью 7°C в 1 мин.

Отключение форсунок производилось в момент снижения температуры в огневой камере до 200°C. Все испытываемые колонны оставались под воздействием эксплуатационной нагрузки до их полного остывания. При остывании термопарами, расположенными в огневой камере и теле колонны, определяли температуру в печи и по сечению колонны, а также осматривали поверхность колонн.

Нагружение колонн для вычисления остаточной несущей способности осуществлялось после охлаждения до нормальной температуры. Колонны нагружались ступенями до полного их разрушения.

Определение теплофизических свойств бетона. Существует несколько методов определения теплофизических свойств материалов: импульсный метод, метод стационарного режима и метод решения обратной задачи теплопроводности. Первые два метода связаны с длительным нагревом образцов. Однако в условиях реального пожара нагрев бетона происходит значительно быстрее. Иногда физико-химические процессы, связанные с изменением структуры бетона при нагреве, зависят не только от температуры, но и от продолжительности ее воздействия. Поэтому при изучении теплофизических свойств бетона пользуются, как правило, методом решения обратной задачи теплопроводности, согласно которой определение теплопроводности λ и теплоемкости C производится сопоставлением экспериментальных температур с расчетными.

С этой целью для получения одномерного температурного поля были проведены огневые испытания плит П-3—П-7 (см. табл. 1) в течение 4—5 ч при одностороннем нагреве по режиму стандартного пожара. Температура бетона замерялась с помощью хромель-алюмелевых термопар, установленных по высоте сечения плиты, показания которых фиксировались на ленте электронного самопишущего потенциометра.

Установка для теплофизических испытаний представляет собой огневую камеру 1 размером 1х1 м, обогреваемую двумя форсунками — 5 (рис. 6). Температуру в печи замеряли с помощью двух хромель-алюмелевых термопар 7 марки ТХА-VIII, стационарно установленных в боковых стенках камеры [26].

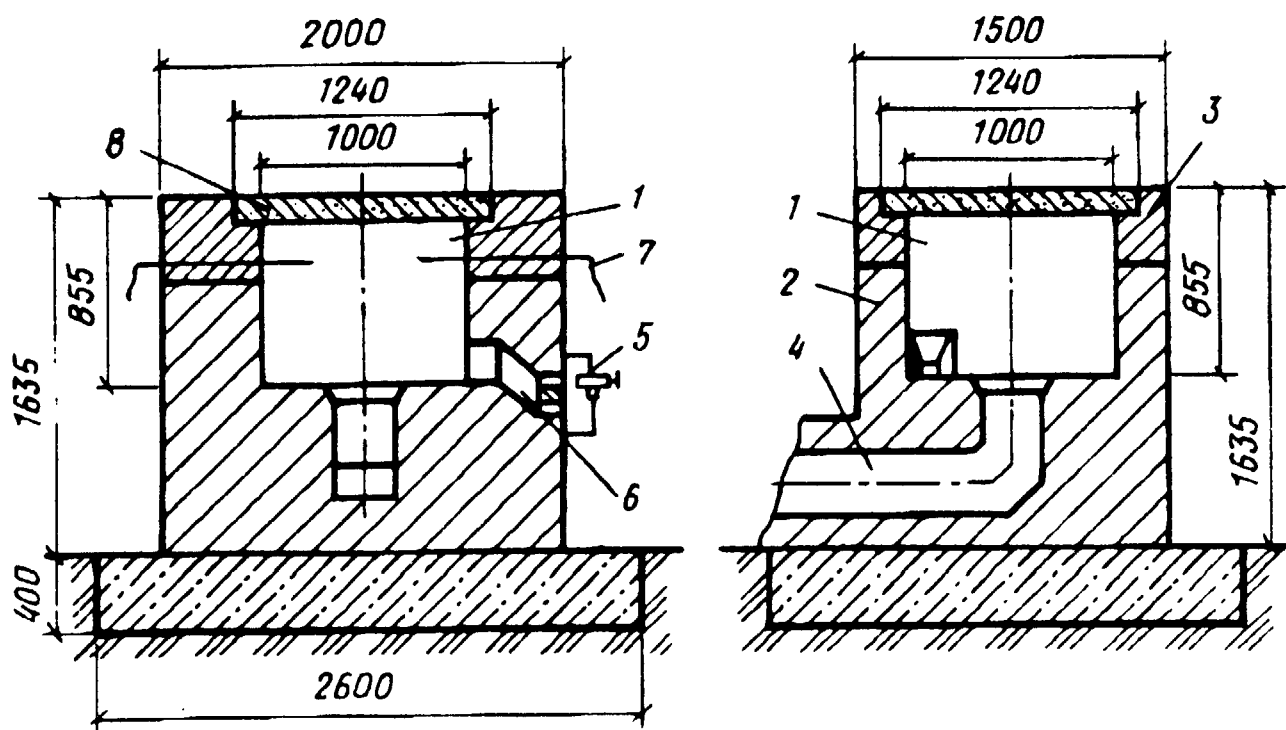


Рис. 6. Установка для теплотехнических испытаний плит в разрезе
 1 — огневая камера; 2 — кладка печи; 3 — разборная часть кладки со съемным каркасом; 4 — дымовой канал; 5 — форсунка; 6 — нагревательный канал форсунки; 7 — термопары; 8 — испытываемая плита

Регулирование стандартного температурного режима осуществлялось при помощи электронного регулирующего устройства типа РУ5-01М.

Определение прочностных и упругопластических свойств бетона при кратковременном нагреве производилось на кубах и призмах, которые подвергались нагреву до 60, 120, 200, 400, 600 и 800°C. Влияние температуры на кубиковую прочность и прочность при растяжении бетонов изучалось в охлажденном состоянии после нагрева до требуемой температуры в течение 4 ч. Прочность на растяжение высокопрочного бетона определялась методом раскалывания призм в трех местах. Из трех показаний выводили среднее значение. Испытания для каждой температуры проводили на 3—5 образцах-близнецах.

Призменную прочность и модуль упругости бетона при нагреве определяли в соответствии с ГОСТ 24452—80. Нагрев призм осуществлялся в муфельных печах, изготовленных из жаростойкого бетона с нихромовым нагревателем. Заданные режимы обогрева призм поддерживали трансформатором РНО-10 и самопишущего потенциометра КСП-3 с точностью —2°C. Скорость нагрева составляла 120—150°C/ч. После достижения необходимой температуры образец выдерживался в течение 4 ч до равномерного прогрева бетона призм.

Для предотвращения нагревания опорных плит пресса между призмой и стальной пластиной укладывались прокладки из листового асбеста. Зазор между верхней и нижней частью призм и печью тщательно изолировали шлаковатой. Продольные деформации бетона призмы измеряли с помощью четырех выносных удлинителей и мессур с точностью 0,01 мм на базе 100 мм в средней части призмы. В качестве материала выносных удлинителей применяли инвар. Крепление тяг в отверстиях, высверленных в теле бетона призмы, производили на быстротвердеющем жаростойком растворе. Влияние температурного расширения бетона и выносных удлинителей на последующие показания индикаторов исключали установкой их в нулевое положение перед загрузением.

Часть призм из бетона естественной влажности нагревали до заданной температуры, выдерживали при ней в течение 4 ч до равномерного прогрева бетона по сечению образца, после чего нагружали их до разрушения. Другую часть призм сначала нагружали до напряжений сжатия 0,8; 0,7; 0,65; 0,5 и 0,3 R_b , а затем нагревали их до разрушения.

Призмы из бетона, высушенного при температуре 110°C, нагружали до напряжений сжатия 0,9; 0,7; 0,5 и 0,3 R_b с последующим нагревом их до разрушения. Скорость нагрева призм не превышала 150°C/ч.

Испытания цилиндров из бетона при кратковременном воздействии высоких температур проводились на рычажной силовой установке по методике, разработанной во ВНИИ-ПО. В соответствии с данной методикой цилиндры перед испытанием высушивались до постоянного веса при температуре 110°C. Нагрев осуществлялся по режиму прогрева поверхности плоского элемента при воздействии стандартного пожара.

Полые цилиндры обогревались с наружной стороны с помощью электропечи мощностью 5 кВт и с внутренней стороны — нагревателем стержневого типа мощностью 0,5 кВт, который устанавливался внутри цилиндрического образца, что обеспечивало равномерный прогрев бетона по сечению стенки. В средней части по высоте цилиндра устанавливались нихромовые выносные удлинители на базе 100 мм, к которым крепились индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм. Контроль за температурой осуществлялся с помощью четырех хромель-алюмелевых термо-

пар, устанавливаемых в бетоне и на нихромовом выносном удлинителе.

Цилиндрический образец из бетона устанавливался в электропечь и подвергался двухстороннему нагреву. Контроль за температурным режимом осуществлялся двумя автоматическими программными регулирующими устройствами типа РУ5-01М и двух самопишущих электронных потенциометров типа КСП2-040. Показания термопар регистрировались электронным самопишущим потенциометром типа ЭПП-09 МЗ. Работа электрической схемы установки по заданному температурному режиму осуществлялась блоками управления и регулирования с тремя силовыми трансформаторами.

Часть цилиндрических образцов нагружали до напряжений сжатия $0,3$; $0,5$ и $0,7R_b$ с последующим нагревом их до разрушения. Другую часть цилиндров испытывали при температурах, соответствующих разрушению предварительно нагруженных образцов.

При каждом уровне напряженного состояния и температуре разрушения было испытано по три цилиндра. После испытаний цилиндров были испытаны призмы $10 \times 10 \times 40$ см, изготовленные из того же замеса, что и цилиндры.

Призмы из бетона испытывались при температурах, соответствующих разрушению цилиндрических образцов. Скорость нагрева призм составляла $120\text{—}150^\circ\text{C/ч}$. При каждой температуре было испытано по три призмы.

Призмы и восьмерки нагружались ступенями в $0,1F$ с последующей разгрузкой до $0,05F$ на каждой ступени нагружения. После достижения нагрузки $0,7F$ разгрузка образца не производилась и он доводился до разрушения.

Испытание призм-восьмерок на осевое растяжение производилось на разрывной машине УМ-10. Восьмерка, помещенная в трубчатый электронагреватель, поддерживалась в разрывной машине при помощи двух замкнутых тросов, охватывающих металлические валки, приложенные к головкам восьмерок с обеих сторон. Деформации призм и восьмерок замерялись удлинителями. Нихромовые удлинители диаметром 5 мм устанавливались попарно. Разница в длине удлинителей составляла базу замера 100 мм. Удлинители снабжались индикаторами.

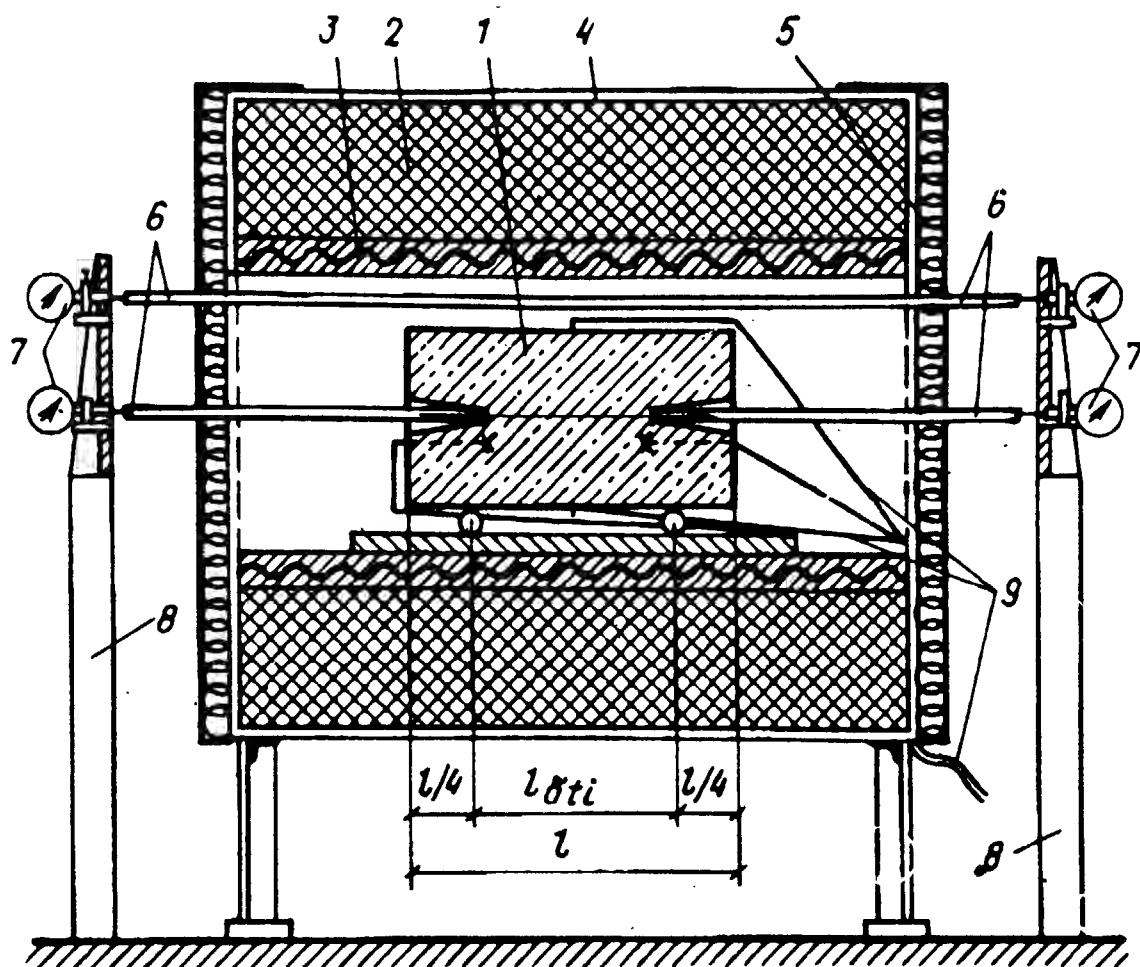


Рис. 7. Установка для измерения температурных деформаций бетона
 1 — призма; 2 — электрическая печь; 3 — нихромовый нагреватель; 4 —
 металлический кожух; 5 — шлаковата; 6 — кварцевые выносные
 удлинители; 7 — индикаторы; 8 — металлические стойки; 9 — термопары

Определение температурных деформаций бетона при кратковременном нагреве осуществляли на специальных установках.

Установка для определения температурных деформаций состоит из муфельной, горизонтально расположенной на металлической раме печи (2), изготовленной из жаростойкого бетона с нихромовым нагревателем (3) (рис. 7). С торцов, по обе стороны от муфельной печи на одинаковом расстоянии установлены металлические стойки, основания которых жестко закреплены. На стойках крепятся индикаторы (7). Устройство крепления позволяет перемещать индикаторы в двух взаимно перпендикулярных плоскостях, что необходимо при центровке бетонных призм. В торцевых съемных крышках предусмотрено по два отверстия для пропуска кварцевых выносных удлинителей (6). Два из них устанавливаются на призме (1), а третий пересекает все пространство печи и устанавливается между верхними индикаторами. Он служит для замера суммарных деформаций кварцевых выносных удлинителей и базы. Выносные удлинители, устанавливаемые на призме, служат для

замера суммарных деформаций бетона и самих удлинителей.

Градиент температуры по сечению при нагреве бетона испытуемых призм вызывает неравномерные температурные деформации слоев бетона, которые имеют различную влажность. Для устранения указанного недостатка согласно данной методике выносные удлинители устанавливались по торцевым граням призм на глубине не менее $1/4l$. Для этого в центрах торцевых граней высверливались отверстия с наружным диаметром 12 мм и внутренним — 8 мм при диаметре кварцевых выносных удлинителей — 6 мм.

Температуру в печи и бетоне призм измеряли с помощью хромель-алюмелевых термопар (9).

Скорость нагрева бетона не превышала $50^{\circ}\text{C}/\text{ч}$. Деформации бетона измеряли на базе 100 мм после подъема температуры до 60, 90, 100, 150 и 200°C , а затем через каждые 100°C до 800°C отсчеты с приборов снимали после полного прогрева бетона образца по сечению.

Температурные деформации бетонов по методике, разработанной во ВНИИПО, определяли по результатам испытаний ненагруженных полых цилиндров. При нагреве ненагруженных цилиндров до заданных температур температурную деформацию бетона вычисляли как алгебраическую разность между температурными деформациями выносных удлинителей и показаниями индикаторов при соответствующих температурах.

Определение прочностных и деформативных свойств арматурной стали на растяжение при кратковременном нагреве производили на стержнях арматуры длиной 1000 мм на разрывной машине. Опытные образцы испытывались при температурах 100, 200, 300, 400, 500, 600 и 700°C . Перед испытаниями на продольных ребрах арматурных стержней на делительной машине через каждые 10 мм по всей длине образца были нанесены риски.

Измерение деформаций как при нормальной температуре, так и при кратковременном нагреве осуществлялось с помощью нихромовых удлинителей и индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе измерения в 100 мм. На концах нихромовых удлинителей имелись специальные сборные ножевые захваты, которые с помощью винтов надежно закреплялись на испытываемом образце и фиксировали измеряемую базу.

Во время испытаний согласно ГОСТ 12004—81 находили значения усилий, соответствующих условным пределам упругости, текучести и временному сопротивлению разрыву. Также измерялись относительное удлинение после разрыва и равномерное удлинение на базе 100 мм в некотором удалении от места разрыва.

Модуль упругости арматурной стали определяли по деформациям в пределах границы условного предела текучести, равного $0,15—0,4R_y$.

Нагружение образцов арматурной стали при нормальной температуре производилось ступенями по 1000 кг до нагрузки, приблизительно соответствующей условному пределу упругости, а затем ступенями по 500 кг до достижения нагрузки, приблизительно равной условному пределу текучести, после чего измерительный прибор снимался.

Время нагружения на каждой ступени составляло 40—90 с, и нагрузка выдерживалась постоянной до прекращения деформаций. После снятия измерительного прибора скорость нагружения увеличивалась и в течение 2—3 мин образец доводился до разрыва. Площадь поперечного сечения образцов подсчитывалась по фактическому весу и длине каждого образца.

Испытание арматурной стали на растяжение при кратковременном нагреве производилось по методике горячих испытаний сталей. При проведении испытаний после установки нихромовых удлинителей к арматурным стержням в средней и нижней точках базы привязывали термопары. После этого образец вводился в электропечь, закреплялся в захватах разрывной машины и производилось крепление индикаторов к нихромовым удлинителям. Верхнее и нижнее отверстия печи тщательно изолировались листовым асбестом и шлаковатой, после чего образец нагревался до заданной температуры.

Температуру в арматурном образце замеряли при помощи закрепленных хромель-алюмелевых термопар и потенциометра типа КСП-4. Равномерное распределение температуры по всей высоте образца достигалось благодаря увеличению высоты рабочего пространства печи примерно в 5 раз больше базы замера деформаций и малого внутреннего диаметра печи. После достижения заданной температуры образец загружался постепенно растягивающей силой,

подобно проведенным испытаниям при нормальной температуре.

Для определения полных деформаций и условного предела текучести арматурной стали при кратковременном нагреве в нагруженном состоянии были проведены испытания арматуры на установке ЦСТ 3/3-520.10.

Для проведения таких опытов были изготовлены образцы из исследуемой арматурной стали, обточенные на токарном станке с применением охлаждающих жидкостей. Общая длина стального образца составляла 165 мм, база измерения деформаций — 105 мм, диаметр в пределах базы 5 мм. Образец на концевых участках длиной 15 мм имел резьбу М10. На расстоянии 32 мм от торцов образца располагались кольцевые выступы диаметром 10 мм, фиксирующие измеряемую базу.

Установка состоит из трех отдельных электропечей, шарнирно подвешенных к жесткой металлической раме, нагружающих устройств и нихромовых удлинителей для замера деформаций стального образца во время испытаний.

Стальной образец ввинчивался в разборные тяги установки, образуя жесткий сборный стержень. На двух фиксирующих базу кольцевых выступах образца при помощи конических колец крепятся сборные зажимные головки нихромовых удлинителей. После крепления хромель-алюмелевых термопар к средней части образца и к нихромовым удлинителям сборный стержень вводится во внутреннюю полость электропечи диаметром 45 мм и соединяется с нагружающим устройством установки. Нагружение образца производится с помощью рычажных грузовых подвесок и специального вращающегося маховика с автоматической сигнализацией, контролирующей заданную нагрузку и нормальное рабочее положение нагружающего устройства во время испытаний. Затем электропечь включается и происходит нагревание образца по заданному температурному режиму.

Образцы испытывались при нагрузках, соответствующих 0,2; 0,4; 0,5; 0,6 и 0,8 R_y условного предела текучести при нормальной температуре. Температурный режим нагрева стальных образцов примерно соответствовал интенсивности реального прогрева продольной арматуры в железобетонных элементах, имеющих толщину защитного слоя 20—30 мм при стандартном огневом испытании. При

проведении испытаний непрерывно осуществлялся контроль развития полных деформаций арматуры.

Для каждой степени напряженного состояния испытывали по два-три образца стали. Окончательный результат опыта определяли по среднему арифметическому из результатов двух-трех испытаний.

ГЛАВА 2. ВЛИЯНИЕ ВЫСОКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ НА СВОЙСТВА БЕТОНА

1. ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА НА СЖАТИЕ И РАСТЯЖЕНИЕ

При пожаре железобетонные конструкции в нагруженном состоянии подвергаются быстрому кратковременному нагреву, который изменяет прочностные свойства бетона, имеющего естественную влажность.

Тяжелый бетон естественной влажности при температуре 60 и 90°C снижает призмную прочность соответственно на 35 и 21% (рис. 8,а). При температуре 200—400°C призмная прочность увеличивается на 5—10%. Нагревание тяжелого бетона выше 400°C вызывает уменьшение призмной прочности бетона. При 600°C она составляет 65%, а при 700°C — 48% прочности ненагревавшихся образцов.

Прочность тяжелого бетона на растяжение при температуре 60 и 90°C снижается на 54 и 52%, далее следует повышение прочности, однако она не достигает первоначального значения при нормальной температуре. При нагреве образцов выше 400°C следует дальнейшее снижение прочности бетона на растяжение.

Призмы хрупко разрушались при температуре нагрева до 200°C по плоскостям, параллельным сжимающей силе. При более высокой температуре нагрева разрушение происходило более плавно ввиду проявления больших пластических деформаций. При этом призмы чаще всего разрушались от среза тяжелого бетона по наклонной плоскости, проходящей под углом 15—20° к вертикальной оси образца.

Разрушение призм-восьмерок происходило всегда хрупко в средней части образца, при этом плоскость разрушения проходила как по крупному заполнителю, так и по цементному камню.

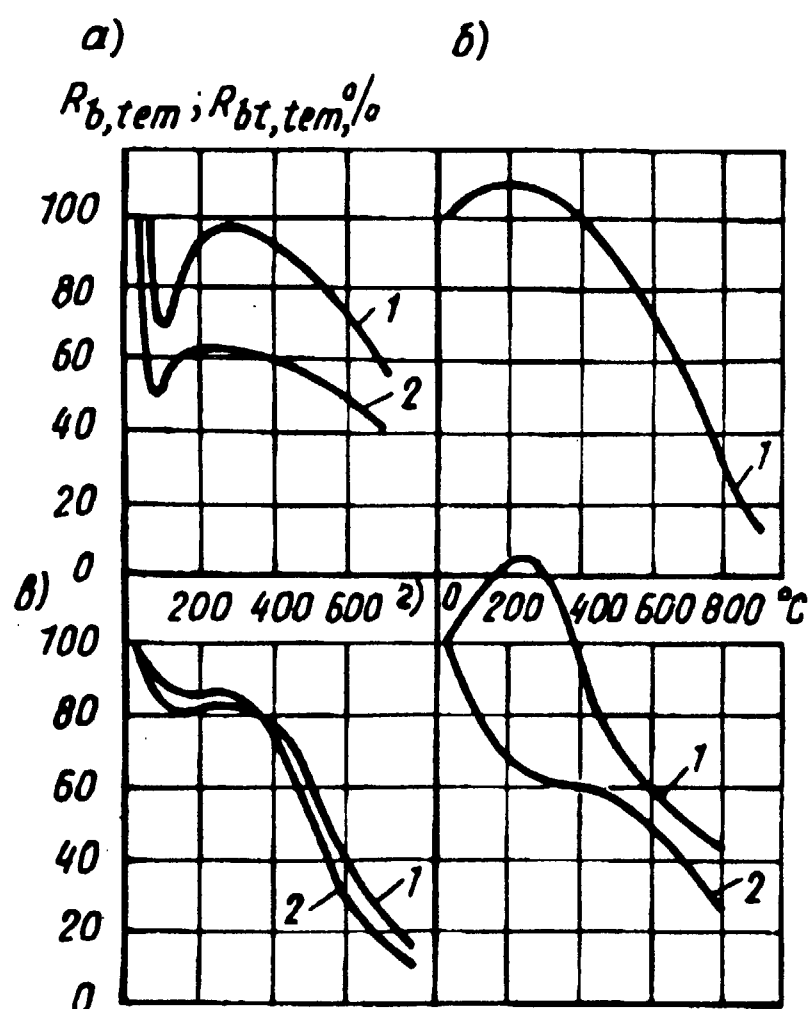


Рис. 8. Влияние нагрева на призмную прочность (1) и прочность на растяжение (2) а — обычного тяжелого бетона; б — керамзитобетона; в — высокопрочного бетона; г — керамзитоперлитобетона

Уменьшение призмной прочности тяжелого бетона при температуре менее 100°C можно объяснить адсорбционным понижением прочности цементного камня. При нагревании бетона происходит более глубокое проникновение воды в щели и микротрещины в цементном камне, вследствие чего увеличивается истинная поверхность цементного камня, покрытая адсорбционным слоем воды, следовательно, уменьшается поверхностная энергия кристаллов цементного камня. Благодаря уменьшению поверхностной энергии облегчается возникновение и развитие существующих микротрещин при действии на бетон внешней нагрузки.

Нарушению структуры бетона при температуре нагрева до 100°C способствует также и то обстоятельство, что коэффициент температурного расширения воды во много раз превосходит коэффициент температурного расширения цементного камня и заполнителя. Это приводит к усилению расклинивающего действия водных пленок, обволакивающих цементный камень и заполнитель.

Повышение призмной прочности при $200\text{--}400^{\circ}\text{C}$ объясняется повышением прочности цементного камня за счет уплотнения его структуры вследствие удаления воды, адсорбированной гелем двухкальциевого силиката, а также усиленной кристаллизацией $\text{Ca}(\text{OH})_2$, упрочняющей цементный камень.

При температуре выше 400°C призмная прочность бетона снижается вследствие нарушения структуры затвердевшего портландцемента из-за усиливающейся разноточности деформации гелеобразной части цементного камня и неразложившихся зерен клинкера, а также из-за дегидратации $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Кроме того, одной из основных причин снижения прочности бетона является возникновение дополнительных напряжений, обуславливающих нарушение связи между заполнителем и цементным камнем вследствие того, что затвердевший цемент, обезвоживаясь, дает усадку, а зерна заполнителя расширяются.

То обстоятельство, что прочность тяжелого бетона на растяжение при температуре нагрева $200\text{--}300^{\circ}\text{C}$ не достигает своего первоначального значения, как это имеет место при сжатии, объясняется тем, что растягивающие усилия, возникающие на контактах крупного заполнителя и цементного камня из-за разноточности их температурных деформаций, складываются с растягивающей внешней силой. При сжатии они погашаются внешней нагрузкой.

При быстром нагреве возникают градиенты температур между наружными и периферийными слоями бетона и температурные напряжения.

Изменение прочности нагретого тяжелого бетона при сжатии и растяжении при расчете конструкций, находящихся в условиях кратковременного нагрева, учитывается введением коэффициента условий работы γ_{bt} и γ_{tt} (табл. 3).

Керамзитобетон. При нормальной температуре кубиковая прочность керамзитобетона была 19,5 МПа, а призмная прочность на сжатие в цилиндрах равна 15,8 МПа. С повышением температуры нагрева наблюдалось заметное снижение прочности на сжатие керамзитобетона (рис. 8,б).

Снижение прочности на сжатие керамзитобетона при нагреве происходит вследствие разности температурных деформаций цементного камня и заполнителя и дегидратации продуктов твердения цемента. При этом образуются микротрещины в коагуляционно-кристаллизационной структуре цементного камня и на границах контактов между цементным камнем и заполнителем [12].

Снижение прочности на сжатие керамзитобетона при нагрева рекомендуется учитывать коэффициентом γ_{bt} ,

Т а б л и ц а 3. Коэффициенты условий работы γ_b , γ_n , β_b , учитывающие изменение расчетных сопротивлений, модуля упругости и коэффициенты упругости тяжелого бетона $\bar{\nu}$, $\bar{\nu}_t$ при сжатии и растяжении в условиях кратковременного нагрева

Наименование	Коэффициент	Значение коэффициентов при температуре нагрева, °C									
		60	90	120	200	300	400	500	600	700	800
Прочность на сжатие	γ_b	0,65	0,8	0,9	0,98	1,05	1	0,77	0,67	0,48	0,2
Прочность на растяжение	γ_n	0,3	0,5	0,53	0,55	0,65	0,7	0,55	0,4	0,2	—
Модуль упругости	β_b	0,7	0,7	0,8	0,78	0,75	0,6	0,3	0,25	0,1	—
Коэффициент упругости при сжатии	$\bar{\nu}$	0,75	0,75	0,7	0,64	0,59	0,54	0,5	0,45	0,35	0,1
Коэффициент упругости при растяжении	$\bar{\nu}_t$	0,5	0,5	0,33	0,3	0,2	0,2	0,15	0,12	—	—

который для практических расчетов принимается от 50 до 350°C равным 1 и от 350 до 700°C по формуле

$$\gamma_{bt} = 1 - 0,00094t. \quad (6)$$

В опытах Н.А.Ильина [8] при нагреве под нагрузкой, составляющей 0,2—0,3 разрушающей, происходило увеличение прочности керамзитобетона. В наших опытах этого не наблюдалось.

Прочность керамзитобетона на сжатие в пустотелых цилиндрах оказалась на 10—15% меньше призмной прочности. Возможно, это связано с различной крупностью заполнителя, примененного для изготовления призм и цилиндров. Пустотелые цилиндры из керамзитобетона при нормальной температуре и при нагреве разрушались хрупко [14].

Испытаниями установлено, что с повышением температуры прочность на сжатие керамзитобетона снижается. Причем призмная прочность керамзитобетона снижается на 10—15% больше прочности керамзитобетона в цилиндрах при различных температурах нагрева. Прочность керамзитобетона в цилиндрах, нагреваемых под нагрузкой, меньше на 15—20% прочности керамзитобетона в призмах, нагруженных после нагрева. Увеличение подъема температуры до 850°C с 5 ч до 1 ч не повлияло на изменение прочности на сжатие в цилиндрах при нагреве.

Высокопрочный бетон классов В45, В55 и В60 имел прочность кубов 10х10х10 см в возрасте 28 сут соответственно 53; 66,5 и 88 МПа; к моменту испытания на огнестойкость в возрасте 49—57 сут прочность кубов — 54; 73 и 94,6 МПа, прочность призм 10х10х40 см из бетона естественной влажности соответственно — 37; 47,8 и 63 МПа (рис. 8,в). Прочность высушенных при 110°C призм и цилиндров из бетона класса В60 соответственно составила 47 и 58 МПа. Прочность на растяжение — 5,2 МПа для бетона класса В55 и 5,8 МПа — для В60.

Кубиковая прочность высокопрочного бетона естественной влажности классов В55 и В60 при нагреве до 60 и 120°C снижается соответственно на 12 и 18%, после нагрева до 200°C — возрастает на 10%. Дальнейшее увеличение температуры до 800°C ведет к резкому снижению прочности на сжатие.

Образцы из высокопрочного бетона, хранившиеся на воздухе в течение 7 сут после кратковременного нагрева до 800°C , легко разламывались в руках. Это объясняется нарушением структуры бетона вследствие разности температурных деформаций цементного камня и заполнителя, модификационного превращения кварца в заполнителе [12], дегидратации гидрата окиси кальция и гашения свободной окиси кальция цементного камня после нагрева (выше 600°C) и охлаждения бетона.

Уменьшение призмной прочности при $60\text{--}120^{\circ}\text{C}$ еще более существенно и составляет $22\text{--}30\%$.

Предварительно высушенные образцы из высокопрочного бетона в интервале температур $20\text{--}200^{\circ}\text{C}$ несколько повысили прочность на сжатие, которая составила примерно 103% прочности ненагреваемых образцов. Дальнейшее повышение температуры приводит к уменьшению прочности на сжатие предварительно высушенного высокопрочного бетона, у которого характер снижения такой же, как для образцов из бетона естественной влажности. При нагреве до 300°C прочность высокопрочного бетона на растяжение уменьшается в среднем на 12% , при температуре 800°C она составляет 10% контрольной прочности.

Прочность бетона призм естественного твердения при нагружении их после нагрева до температуры $60, 120, 200, 400, 480, 570, 680$ и 800°C составила соответственно $78, 70, 82, 73, 45, 25, 14$ и 5% прочности бетона при нормальной температуре. За 100% принята прочность бетона призм естественной влажности, испытанных при 20°C . Изменение относительной призмной прочности не зависит от класса бетона.

При испытании призм по методике, разработанной в НИИЖБе, образцы из бетона естественной влажности, нагруженные до уровней напряжений $0,8; 0,7; 0,65; 0,5$ и $0,3R_b$, разрушились при температуре $50, 70, 420, 495$ и 640°C . Образцы, высушенные при температуре 110°C и нагруженные до уровня напряжений $0,9, 0,7, 0,5$ и $0,3R_b$, разрушились при температуре соответственно $415, 450, 560$ и 720°C .

Различные методики, разработанные в НИИЖБе и ВНИИПО, для призм и полых цилиндров, высушенных при 110°C , показали примерно одинаковые результаты, независимо от скорости нагрева и формы нагреваемых образ-

цов. Разница в результатах испытаний не превышает 6%. Так, при уровнях напряжений 0,7; 0,5 и 0,3 прочности на сжатие, призмы и цилиндры разрушались соответственно при температуре 450 и 480, 560 и 570, 720 и 680°C, несмотря на то, что цилиндры нагревались с большей скоростью, чем призмы.

Относительная прочность цилиндров и кубов, нагруженных после нагрева, при температуре выше 480°C изменяется одинаково. Это дает возможность для оценки изменения относительной прочности бетона при нагреве до высоких температур пользоваться данными испытаний кубов в охлажденном состоянии после нагрева до заданных температур, а не полых цилиндров в нагретом состоянии.

Опытами установлено, что с повышением температуры прочность на сжатие и растяжение высокопрочного бетона классов В55—В60 уменьшается. Причем прочность высокопрочного бетона, нагруженного в нагретом состоянии в призмах, на 8—15% меньше прочности бетона в цилиндрах.

Температуры, соответствующие разрушению призм и полых цилиндров из высокопрочного бетона, высушенных при 110°C и нагретых в нагруженном состоянии, были практически одинаковыми, независимо от скорости нагрева и формы образцов. Чем выше кубиковая прочность бетона естественной влажности, тем меньше она снижается при температуре до 120°C. Уменьшение относительной призмной прочности обычного бетона на гранитном щебне при нагружении после нагрева не зависит от класса бетона.

Керамзитоперлитобетон классов В25 и В30 в 28-суточном возрасте при нормальной температуре имел соответственно кубиковую прочность 21,6 и 30,1 МПа, призмную прочность — 24,6 и 26 МПа и прочность на растяжение при раскалывании 2,2 и 2,4 МПа (рис. 8,2).

Кубиковая прочность керамзитоперлитобетона классов В25 и В30, имеющего естественную влажность, при нагреве до 600°C уменьшается в среднем на 60%. При хранении на воздухе в течение 7 сут после кратковременного нагрева до 800°C кубиковая прочность керамзитоперлитобетона снижается еще на 6%. Кубиковая прочность бетона, высушенного при 110°C, снижается более интенсивно, чем у бетона, имевшего естественную влажность, однако при 800°C они практически одинаковы.

Прочность на растяжение керамзитоперлитобетона, имевшего естественную влажность, при нагреве до 230°C увеличивается в среднем на 23% и при дальнейшем нагреве до 800°C уменьшается на 55%.

Призмная прочность керамзитоперлитобетона естественной влажности при нагреве до 60 и 120°C снижается соответственно на 13 и 25%, что, по-видимому, обусловлено адсорбционным действием влаги.

При дальнейшем нагреве происходит увеличение объема заполнителей и разность температурных деформаций цементного камня и заполнителей способствует образованию микротрещин [12], что обусловлено снижением призмной прочности бетона при 200°C и на 34% и при 400°C — на 40%.

При 600 и 800°C происходит дегидратация гидросиликата и гидроалюмината кальция, что способствует нарушению структуры цементного камня, увеличению объема и разрушению структуры керамзитоперлитобетона, вследствие чего призмная прочность снижается при 600°C на 52% и при 800°C — на 72%. Изменение относительной призмной прочности не зависит от класса керамзитоперлитобетона.

Коэффициент условий работы γ_{bt} керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 при нагреве от 20 до 800°C для практических расчетов предлагается определять по формуле

$$\gamma_{bt} = 1 - 0,00092t. \quad (7)$$

Опытами установлено, что с повышением температуры прочность на сжатие керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 снижается. При этом относительная призмная прочность керамзитоперлитобетона при нагружении после нагрева не зависит от класса бетона. Для практических расчетов коэффициент условий работы керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 рекомендуется определять по формуле (7).

Анализируя отечественные и зарубежные исследования о влиянии температуры до 800°C на прочность при сжатии и растяжении, на призмную прочность, следует отметить, что прочность бетона на сжатие в нагретом и в остывшем состояниях после нагрева до 500°C оказалась примерно одинаковой. При нагреве выше 500°C прочность на сжатие

бетона после нагрева в охлажденном состоянии была несколько меньше, чем в нагретом состоянии. Образцы из бетона после нагрева до $600\text{--}800^{\circ}\text{C}$ и хранившиеся на воздухе 7—10 сут имели дополнительное снижение прочности на сжатие вследствие нарушения структуры бетона, вызванного дегидратацией гидрата оксида кальция и гашением свободной окиси кальция цементного камня после нагрева выше 600°C , модификационного превращения кварца в заполнителе и разности температурных деформаций цементного камня и заполнителя [12]. При нагреве до 500°C предварительно нагруженных образцов до $0,2\text{--}0,4R_b$ прочность на сжатие бетона была на 15—20% больше, чем в образцах нагретых, а потом нагруженных. При напряжениях сжатия $0,5\text{--}0,7R_b$ в последующем нагреве прочность на сжатие бетона была на 20—30% меньше, чем в образцах, нагруженных после нагрева. Влажность бетона существенно влияет на прочность при сжатии при нагреве до $150\text{--}200^{\circ}\text{C}$. Во влажном бетоне прочность на сжатие при нагреве до 200°C снижается в большей степени и составляет 70—60% прочности при нормальной температуре. Чем быстрее бетон высыхает при нагреве, тем меньше снижается его прочность на сжатие.

Охлаждение бетона водой после кратковременного нагрева приводит к дополнительному снижению на 20—30% прочности на сжатие.

После кратковременного нагрева до 500°C через один год нахождения бетона на воздухе прочность на сжатие восстанавливается, а после нагрева до 600°C и выше при длительном нахождении на воздухе бетон разрушается.

Для определения прочности бетона на сжатие и растяжение после пожара вполне допустимо образцы сначала нагреть до требуемой температуры и потом испытать в охлажденном состоянии, как это рекомендует ГОСТ 10180—89.

Для определения влияния нагрева на призмную прочность бетона и на деформации сжатия призмы из бетона естественной влажности предварительно нагружаются до относительного напряжения сжатия 0,2; 0,4; 0,6 и 0,8R и затем нагреваются до тех пор, пока призмы не разрушаются. Нагрев призм производят в среднем со скоростью $150^{\circ}\text{C}/\text{ч}$, измеряя деформации сжатия бетона вплоть до разрушения призм (рис. 9). Пресс или испытательная машина должна быть снабжена электрической печью для нагрева

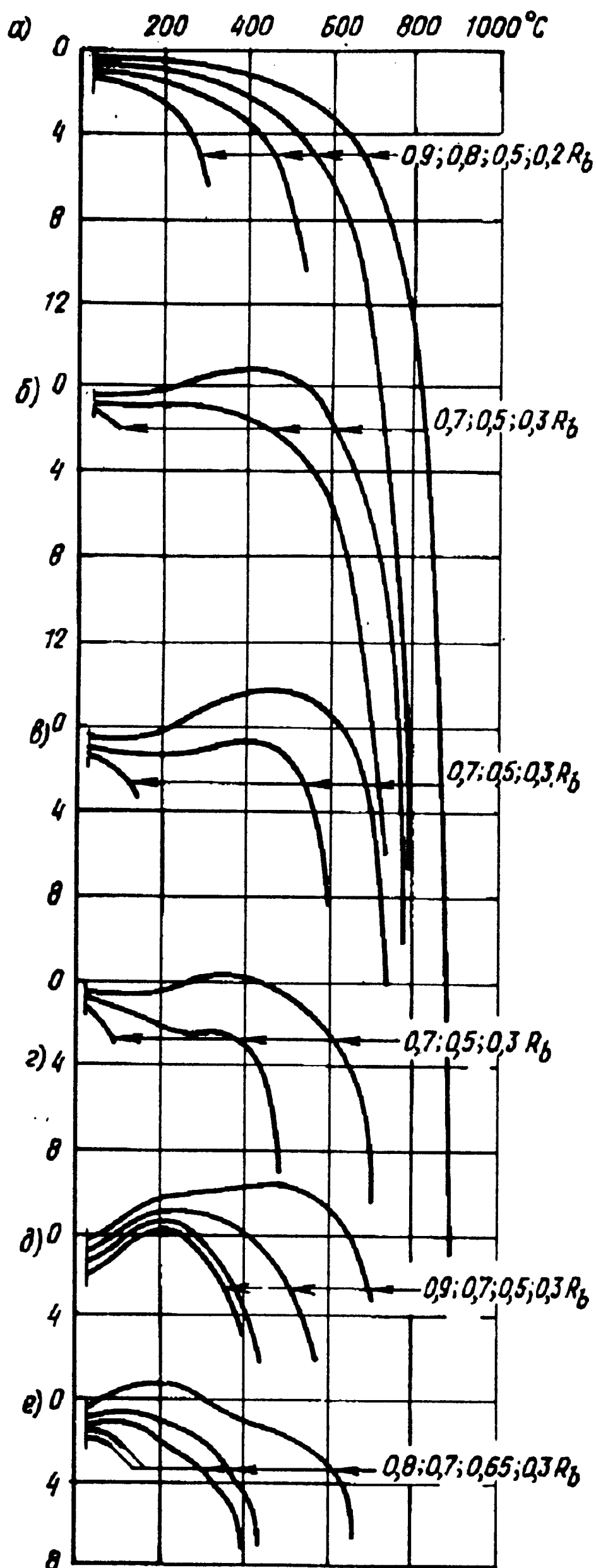


Рис. 9. Деформации сжатия при нагревании в нагруженном состоянии

а — керамзитобетон естественного твердения; б — пропаренный тяжелый бетон на известняковом заполнителе; в — то же, на гранитном заполнителе; г — тяжелый бетон на гранитном заполнителе естественного твердения; д — высокопрочный бетон, высушенный при 110°C; е — высокопрочный бетон естественного твердения

образца и приспособлением для измерения деформаций и температур бетона согласно ГОСТ 24452—80.

Для определения призмной прочности при нагреве сотрудники ВНИИПО предложили методику, которая оценивала бы прочность отдельных слоев неравномерно нагретой конструкции. В качестве моделей были предложены образцы, имеющие форму полого цилиндра. Выбор образца в виде полого цилиндра обусловлен был тем, что бетон в тонкостенном цилиндре нагревался равномерно, так как нагрев осуществлялся с внутренней и наружной стороны. Этим приемом предполагалось избежать температурный перепад по сечению образца, который имеется в призмах и влияет на результат испытаний, и прочность не соответствует фактической прочности бетона в конструкции.

Однако при изготовлении тонкостенных пустотелых цилиндров приходится применять мелкозернистый бетон. И, кроме того, бетонные цилиндры необходимо высушивать при 110°C , чтобы бетон не потрескался при нагреве.

Было установлено, что повышение скорости нагрева цилиндров с 360 до $845^{\circ}\text{C}/\text{ч}$ не влияет на их прочность при сжатии и что бетон разрушается хрупко и при меньших предельных деформациях сжатия.

Опыты, проведенные в НИИЖБе, показали, что бетон в призмах при нагреве со скоростью $150^{\circ}\text{C}/\text{ч}$ и последующей выдержке при каждой температуре нагрева 4 ч, как и в цилиндрах со скоростью $845^{\circ}\text{C}/\text{ч}$ прогревается равномерно. Относительная прочность на сжатие при нагреве в призмах и цилиндрах примерно одинаковая.

Относительная прочность бетона при нагреве выше 480°C в цилиндрах, испытанных по методике ВНИИПО, и кубов, испытанных в охлажденном состоянии после нагрева, также была близка. Кроме того, предельные деформации сжатия бетона в цилиндрах были меньше, чем в призмах.

2. УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА

Модуль упругости тяжелого бетона прочностью на сжатие 30 — 50 МПа в возрасте 28 сут составлял $(31$ — $38) \cdot 10^3$ МПа.

При нагрева до 100°C модуль упругости тяжелого бетона при сжатии и растяжении уменьшается примерно на 30% (рис. 10). При нагреве до 500°C его величина составляет 43% , а при 700°C — 18% начального модуля упру-

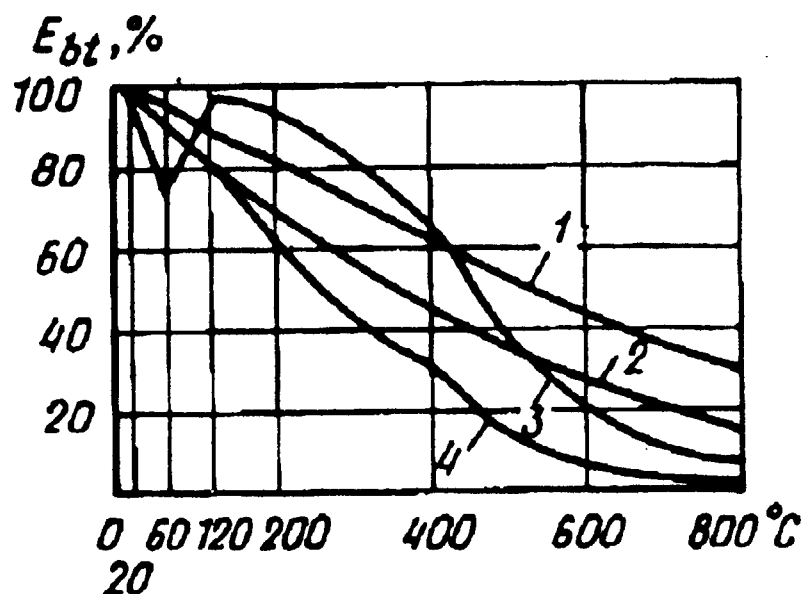


Рис. 10. Влияние нагрева на модуль упругости при сжатии
 1 — керамзитобетона; 2 — керамзитоперлитобетона; 3 — обычного тяжелого бетона; 4 — высокопрочного бетона

гости тяжелого бетона, определенного на ненагревавшихся образцах. Уменьшение модуля упругости при нагреве происходит из-за повышения деформативности бетона и увеличения его упругих деформаций, а также из-за снижения призмочной прочности бетона при этих температурах.

При нагреве бетона выше 400°C резко увеличиваются его пластические деформации, причем чем выше напряжение в бетоне и температура его нагрева, тем больше величина этой деформации. Увеличение деформативности бетона при высоких температурах нагрева является следствием нарушения и изменения его структуры.

Упругопластические свойства бетона учитываются коэффициентом упругости бетона $\bar{\nu}$ и $\bar{\nu}_t$, представляющего собой отношение упругих деформаций к полным.

На основании полученных упругих и пластических деформаций были вычислены коэффициенты упругости обычного тяжелого бетона при различных температурах его нагрева. При нагрузке более $0,4R_b$ эти коэффициенты не зависят от напряжения в бетоне (см. табл. 3).

При нормальной температуре коэффициент упругости бетона при растяжении составляет 50% коэффициента упругости при сжатии. При температуре 200 и 500°C коэффициент упругости при растяжении составляет соответственно 30 и 20% его значения при сжатии.

Уменьшение коэффициента упругости бетона с возрастанием температуры указывает на увеличение деформативности бетона при нагревании. При этом при сжатии упругие свойства нагретого бетона проявляются в большей степени, чем при растяжении.

С повышением температуры происходит снижение модуля упругости керамзитобетона. Это явилось следствием

увеличения упругих деформаций керамзитобетона при нагреве.

Коэффициент β_b , учитывающий снижение модуля упругости керамзитобетона при нагреве, для практических расчетов рекомендуется определять по формуле

$$\beta_b = 1 - 0,00104t. \quad (8)$$

Деформации сжатия керамзитобетона зависят от величины напряжения и температуры нагрева. При напряжении сжатия $0,2$; $0,5$ и $0,8R_b$ предельные деформации керамзитобетона в пустотелых цилиндрах составляют соответственно $5,5$; $3,15$ и 1% .

Для относительного напряжения сжатия $0,8$; $0,5$ и $0,2R_b$ температура нагрева 530 , 760 и 870°C вызывала разрушение керамзитобетона. Чем выше напряжения сжатия в керамзитобетоне перед нагревом, тем ниже температура его разрушения.

При нагреве по другому режиму, когда температура керамзитобетона поднимается в 5 раз быстрее, существенного отличия в предельных деформациях сжатия керамзитобетона и в температурах его разрушения не наблюдалось. Таким образом, следует отметить, что скорость повышения температуры практически не повлияла на предельные деформации сжатия и температуру разрушения керамзитобетона.

Деформации сжатия керамзитобетона в цилиндрах, нагруженных после нагрева, с повышением температуры увеличиваются менее интенсивно по сравнению с деформациями керамзитобетона в цилиндрах, нагруженных перед нагревом. Предельные деформации керамзитобетона оказались равными: при 200°C — $0,21$; при 700°C — $0,8$ и при 900°C — $2,1\%$. При 900°C предельное значение деформации керамзитобетона в цилиндрах, нагруженных после нагрева, было в $2,8$ раза меньше предельной деформации керамзитобетона в цилиндрах, нагретых в нагруженном состоянии.

Коэффициент упругости керамзитобетона при расчете деформации сжатой зоны изгибаемых элементов рекомендуется определять по формуле

$$\nu = 0,45 - 0,0003t. \quad (9)$$

Опытами установлено, что предельные деформации сжатия керамзитобетона с повышением температуры до 900°C возрастают в 2—2,5 раза.

С повышением температуры происходит снижение модуля упругости керамзитобетона. Для практического расчета коэффициент β_b , учитывающий снижение модуля упругости, с повышением температуры рекомендуется определять по формуле (8). Значение модуля упругости при сжатии высокопрочного бетона прочностью 66,5 и 88 МПа составило $35,5 \cdot 10^3$ и $42 \cdot 10^3$ МПа. В среднем модули упругости оказались ниже нормативных примерно на 7%.

Граница R_{crc}^0 находилась по относительным приращениям поперечных деформаций от уровня нагрузки. Относительное напряжение, при котором резко изменились поперечные деформации, принималось за границу начала развития микротрещин.

Средние значения границы R_{crc}^0 оказались равными примерно 0,7 и $0,61R_b$, что соответствует значениям, обычно получаемым для бетонов прочностью на сжатие 88 и 66 МПа соответственно. С увеличением прочности на сжатие бетона наблюдается повышение границы R_{crc}^0 .

Средние значения коэффициента $\bar{\nu}$ были равны 0,92 и 0,81 для бетонов с прочностью на сжатие 88 и 66 МПа соответственно, что является характерным для данных прочностей бетонов.

Коэффициент β_b , характеризующий относительное изменение модуля упругости бетона с ростом температуры, является величиной переменной, зависящей от температуры бетона

$$E_{bt} = E_b / \beta_b, \quad (10)$$

где по предложению канд. техн. наук В.Н. Зиновьева

$$\beta_b = 1 - \beta_0 t + 0,5\beta_1 t^2, \quad (11)$$

где β_0, β_1 — постоянные коэффициенты.

Как показали эксперименты, проведенные с тяжелым обычным и высокопрочным бетонами на гранитном щебне, при кратковременном нагреве в интервале температур от 20 до 800°C изменение относительного модуля упругости не

зависит от класса бетона, т.е. постоянные коэффициенты β_0 и β_1 в формуле (11) являются общими для данных видов бетона и равны:

$$\beta_0 = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}, \quad \beta_1 = 3,26 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-2}.$$

Коэффициент упругости высокопрочного бетона $\bar{\nu}$, определяемый как отношение упругой части деформации к полной и свидетельствующий об изменении упругопластических свойств бетона при нагреве до 800°C , уменьшается от 0,85 до 0,76.

При нагреве высокопрочного бетона до 800°C упругие деформации увеличиваются больше, чем пластические. То же наблюдалось при испытаниях обычного тяжелого бетона естественной влажности с гранитным заполнителем.

Деформации быстронатекающей ползучести высокопрочного бетона при 60°C больше, чем при 120°C и 200°C . Интенсивный рост температурной усадки гелевой структурной составляющей, являющейся следствием обезвоживания бетона при $120\text{--}200^\circ\text{C}$, ведет к обжатию кристаллического сростка, повышению уровня R_{crc}^0 и некоторому увеличению прочности бетона на сжатие, а следовательно, к уменьшению деформации быстронатекающей ползучести при температуре $120\text{--}200^\circ\text{C}$. Однако прочность бетона при сжатии при 200°C полностью не восстанавливается ввиду нарушения структуры бетона из-за разности температурных деформаций цементного камня и заполнителя, развития микротрещин в кристаллизационной структуре цементного камня [16].

Предельные деформации сжатия высокопрочного бетона при нагружении после нагрева до температуры 200, 400 и 600°C соответственно равны 2,6; 5 и $7^\circ/\text{оо}$.

Как показали опыты с полыми цилиндрами и призмами, высушенными при температуре 110°C , предельные полные деформации сжатия высокопрочного бетона (упругие, пластические, температурно-усадочные), соответствующие моменту разрушения бетона при уровнях напряжений 0,7; 0,5 и $0,3R_b$ в полых цилиндрах, равны соответственно 0,73; 2,47 и $2,18^\circ/\text{оо}$; при уровнях напряжений 0,9; 0,7; 0,5 и $0,3R_b$ в призмах — 5,3; 6,31; 6,0 и $2,9^\circ/\text{оо}$.

Предельные полные деформации сжатия высокопрочного бетона призм естественной влажности при уровнях на-

пряжений 0,8; 0,7; 0,65; 0,5 и 0,3 R_b соответственно равны 1,46; 1,21; 7,0; 8,74 и 5,63°/оо.

Для практических расчетов модуль упругости тяжелого бетона на гранитном щебне независимо от прочности бетона при нагреве до 800°С рекомендуется определять по формуле (10).

Предельные полные деформации сжатия высокопрочного бетона, высушенного до постоянного веса призм, нагруженных перед нагревом, больше предельных полных деформаций сжатия высокопрочного бетона полых цилиндров. Решающим фактором, определяющим величину полной деформации высокопрочного бетона, является температура. Исследование деформативных свойств бетона при нагреве рекомендуется производить на призмах.

Для керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 в 28-суточном возрасте при нормальной температуре начальные модули упругости получились $11 \cdot 10^3$ и $11,8 \cdot 10^3$ МПа, предельные относительные деформации сжатия 290 и $270 \cdot 10^{-5}$. В среднем коэффициенты упругости равны 0,77 и 0,85 при плотности 1340 и 1365 кг/м³.

Значение R_{crc}^0 находили по относительным приращениям поперечных деформаций от уровня нагрузки. Относительное напряжение, при котором изменялись поперечные деформации, принимали за границу начала микротрещинообразования. Средние значения начала трещинообразования для керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 были получены соответственно 0,6 и 0,8 R_b .

При нагружении керамзитоперлитобетонной призмы кратковременной нагрузкой помимо упругих деформаций проявляются и деформации быстронатекающей ползучести. Разгрузка образцов на этапах, составляющих 0,6—0,8 R_b , показала, что линейная составляющая деформаций быстронатекающей ползучести обратима.

При нагреве упругие деформации керамзитоперлитобетона увеличиваются больше, чем пластические, что характерно и для других видов легкого бетона. Возрастание упругих деформаций при нагреве способствует снижению модуля упругости бетона [12].

При кратковременном нагреве до 800°С относительный модуль упругости керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 снижается на 85% и он не зависит от класса бетона (см. рис. 10).

Коэффициент β_b керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 при кратковременном нагреве предлагается определять по формулам (10) и (11), в которых постоянные коэффициенты

$$\beta_0 = 1,85 \cdot 10^{-3} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ и } \beta_1 = 2 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-2}.$$

Разрушение призм из керамзитоперлитобетона при нагреве до 60, 120 и 600 $^\circ\text{C}$ носит хрупкий характер. При 800 $^\circ\text{C}$ наблюдалось пластическое разрушение.

Предельные полные деформации сжатия керамзитоперлитобетона при нагреве до 200 $^\circ\text{C}$ практически не изменяются. При нагреве до 800 $^\circ\text{C}$ они увеличиваются в среднем в 3,4 раза.

Коэффициент упругости $\bar{\nu}$ керамзитоперлитобетона классов В25 и В30, определяемый как отношение упругих деформаций к полным и свидетельствующий об изменении упругопластических свойств бетона при нагреве, изменяется и выражается сложной функцией от температуры.

Достаточной для практических расчетов точностью значения коэффициента $\bar{\nu}$ керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 рекомендуется принимать по табл. 4.

Опытами установлено, что снижение относительного модуля упругости керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 при кратковременном нагреве не зависит от класса бетона.

Для практических расчетов относительное значение модуля упругости керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 при нагреве до 800 $^\circ\text{C}$ рекомендуется определять по формуле (10).

На модуль упругости бетона не влияет последовательность воздействия температуры и нагрузки. Поэтому мо-

Т а б л и ц а 4. Предельные деформации сжатия ϵ_b и коэффициент упругости $\bar{\nu}$ керамзитоперлитобетона при нагреве

Характеристика бетона	Температура нагрева, $^\circ\text{C}$						
	20	60	120	200	400	600	800
$\epsilon_b \cdot 10^{-5}$	280	280	280	285	347	445	950
$\bar{\nu}$	0,8	0,76	0,7	0,76	0,65	0,78	0,38

дуль упругости бетона при нагреве следует определять на призмах, нагруженных в нагретом состоянии, согласно ГОСТ 24452—80.

3. УСАДОЧНО-ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ БЕТОНА

При нагревании температурная деформация бетона одновременно состоит из двух видов деформации: обратимая деформация — температурное расширение и необратимая — температурная усадка.

Температурная деформация расширения бетона в основном зависит от вида заполнителя и влажности бетона. При нагреве заполнитель расширяется. В некоторых заполнителях при нагреве до 200—600°C происходит незначительная усадка от высыхания, а при нагреве выше 800°C — также от структурных изменений. При нагреве до 100—200°C происходит расширение цементного камня, которое при более высоких температурах пропадает из-за температурной усадки, вызванной удалением адсорбционно связанной воды из геля. При нагреве бетона с большой влажностью наблюдаются деформации расширения, так как удаление свободной воды не вызывает усадки до тех пор, пока влажность бетона выше эффективной. При эффективной влажности бетона, примерно равной 2—3%, гель имеет максимальную степень увлажнения, но свободная вода отсутствует.

При нагреве бетона с влажностью меньше эффективной температурная усадка происходит даже при кратковременном нагреве. Температурная усадка бетона на портландцементе в основном обусловлена усадкой цементного камня. При нагреве бетона могут одновременно проявляться деформации температурного расширения и усадки.

В этом случае температурная деформация бетона ε_{bt} будет меньше температурного расширения ε_{tt} на значения температурной усадки ε_{cs} .

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{tt} - \varepsilon_{cs} = (\alpha_{tt} - \alpha_{cs})l = \alpha_{btt}. \quad (12)$$

При нагреве бетона с влажностью выше эффективной или сухого бетона температурные деформации равны ($\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{tt}$) и не будут изменяться, так как температурная усадка во влажном бетоне еще не проявилась, а в сухом уже прошла. Значения температурных деформаций

$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{tt}$ влажного и сухого бетонов будут разные. Если же после охлаждения бетон будет увлажняться, то при последующем нагреве опять проявится температурная усадка.

Коэффициент температурного расширения бетона с естественной влажностью при первом нагреве до 60°C составлял $(12,6—14) \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. При дальнейшем повышении температуры бетон высыхает, коэффициент температурного расширения снижается и при 200°C он равен $(10,4—10,0) \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. Коэффициент температурного расширения влажного бетона уменьшается с ростом температуры нагрева.

Коэффициент температурного расширения влажного бетона при первом нагреве до 60 и 90°C был больше, чем у высушенного, на $28—48\%$.

Высыхание бетона при нагреве снижает коэффициент его температурного расширения. Коэффициент этот зависит от вида заполнителя: для бетонов на известняковом заполнителе при нагреве до 60°C он составляет $9,7 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, тогда как на гранитном — $(12,6—14) \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$.

Полученные результаты свидетельствуют о зависимости коэффициента температурного расширения бетона как от температуры нагрева, так и от влажности бетона.

Под усадкой бетона разумеют самопроизвольные, не вызванные внешней нагрузкой объемные сокращения бетона как при хранении на воздухе, так и при нагреве. Причина усадки — изменение влажностного состояния цементного камня. Следует учитывать, что до воздействия огня в бетоне развилась усадка при нормальной температуре.

Усадка по сечению элемента неодинакова из-за неравномерного высыхания. С участков бетона, расположенных ближе к поверхности, к моменту нагрева удаляется подавляющая часть свободной воды и воды макро- и микрокапилляров, а также какая-то часть адсорбционно связанной воды. В центре сечения элемента могла присутствовать вода, имеющая все эти формы связи. Когда начинается интенсивное удаление адсорбционно связанной воды, развиваются деформации температурной усадки.

Бетон при нагреве для установления влажностного равновесия со средой теряет больше воды, чем бетон при нормальной температуре. Так как усадка при нормальной температуре возрастает по мере высыхания бетона, естественно предположить, что при нагреве температурная усадка также будет возрастать. В первое время после начала нагрева

усадка тем больше, чем выше температура. Однако чем выше температура нагрева, тем быстрее усадка затухает.

Температурная усадка бетона, нагретого до 60—200°C, была больше деформаций усадки ненагревавшегося бетона. Деформация температурной усадки достигает своего наибольшего значения при 60—90°C и составляет при этих температурах 220—390% относительно деформаций усадки ненагревавшегося бетона. Можно предположить, что нелинейный характер изменения значения температурной усадки в зависимости от температуры нагрева обусловлен влиянием скорости высыхания бетона на его усадку и увеличением развития микротрещин при нагреве.

Для удобств расчетов усадочные деформации бетона можно условно разделить на деформации, развивающиеся при нормальной температуре, и деформации температурной усадки, которые вызываются нагревом.

Расчетную величину деформаций температурной усадки бетона определяют как разность между деформациями усадки бетона, подвергавшегося нагреву, и деформациями усадки ненагревавшегося бетона. Относительная температурная усадка бетона достигала при температуре 60—90°C $(2,13—2,85) \cdot 10^{-4}$. Значение температурной усадки бетона помимо температуры нагрева зависит от скорости нагрева, от размеров образцов, от начальной влажности бетона и от вида вяжущего и заполнителей. Температурная усадка бетона при нагреве до 200°C может быть принята $2,8 \cdot 10^{-4}$.

Температурные деформации бетона при нагреве возрастают не пропорционально температуре, а по криволинейному закону.

При нагревании бетона с естественной влажностью имеет место нелинейная зависимость между деформациями и температурой. Значение коэффициента α_{bt} становится переменным.

По предложению В.И. Мурашева при расчете температурных деформаций пользуются средним коэффициентом температурной деформации бетона α_{bt} . В интервале температур от t до $t + \Delta t$ средний коэффициент α_{bt} численно равен:

$$\alpha_{bt} = \varepsilon_{bt}(t + \Delta t) - \varepsilon_{btt} / \Delta t. \quad (13)$$

Усадочно-температурные деформации зависят от вида и влажности бетона, температуры и физико-химических процессов, влияющих на структуру бетона.

При температуре от 20 до 300°C наблюдается удаление свободной, физически и химически связанной воды из бетона, сопровождающееся ростом температурной усадки, замедляющей температурное расширение бетона.

При температуре от 300 до 570°C происходят увеличение объема заполнителя, образование микротрещин вследствие разности температурных деформаций цементного камня и заполнителя [12], а также нарушение структуры цементного камня, вызванное дегидратацией гидросиликата и гидроалюмината кальция, что приводит к увеличению объема и нарушению структуры бетона.

При температуре выше 570°C происходят модификационные превращения кристаллического кварца в заполнителе, сопровождающиеся значительным увеличением объема минерала, приводящего к еще большему нарушению структуры бетона. Температурная усадка, вызванная дегидратацией гидрата окиси кальция, замедляет температурное расширение бетона.

При охлаждении бетона сразу после первого кратковременного нагрева были обнаружены остаточные относительные деформации расширения, равные $0,7—1,6 \cdot 10^{-6}$.

Из-за неравномерного высыхания бетона по сечению в центре элемента остается свободная влага, которая после первого нагрева устремляется от центра сечения к поверхности. Это способствовало набуханию геля в периферийных участках, где он был уже частично обезвожен. Происходит переход свободной воды в связанную воду геля и выравнивание влажности бетона по сечению образца. Увлажнение геля вызывает деформации расширения. Кроме того, из-за разности температурного расширения цементного камня и заполнителя возникают микротрещины, также вызывающие увеличение размеров образцов. Усиление миграции влаги способствует более глубокому проникновению воды в микротрещины, усиливает эффект расклинивающего действия водных пленок. Это вызывает нарушение структуры, ослабление прочности цементного камня (бетона) и увеличение его размеров.

Температурные деформации тяжелого бетона с гранитным заполнителем больше, чем у бетона с известня-

ковым заполнителем при всех температурах нагрева до 800°C. Пропаренный тяжелый бетон имеет несколько большие температурные деформации, чем бетон нормально-го твердения. Чем меньше водоцементное отношение, тем меньше температурные деформации бетона.

Основное влияние на температурные деформации бетона имеют температурные деформации заполнителя и температурная усадка цементного камня (табл. 5 и 6).

Температурные деформации керамзитобетона при нагревании до 800°C плавно возрастают, достигая максимума в 1,16%. Незначительное снижение температурных деформаций керамзитобетона при нагреве выше 800°C связано с ростом усадочных деформаций цементного камня.

Температурная деформация при нагреве до 200°C керамзитобетона в цилиндрах почти такая же, как и в призмах. При 600°C она на 25% больше, чем в призмах (рис. 11). Коэффициент температурной деформации керамзитобетона с повышением температуры уменьшается.

При первом нагреве до 300°C и охлаждении температурная усадка в нагретом керамзитоперлитобетоне больше, чем в охлажденном. При охлаждении после первого нагрева усадка керамзитоперлитобетона проявляется только вследствие обратимости линейной температурной усадки, нелинейная температурная усадка необратима.

При температуре от 300 до 450°C происходят увеличение объема заполнителя, образование микротрещин вследствие разности температурных деформаций цементного камня и заполнителя. Дегидратация гидросиликата и гидроалюмината кальция приводит к нарушению структуры цементного камня и увеличению объема и незначительному нарушению структуры керамзитоперлитобетона.

При температуре от 450 до 600°C коэффициент температурного расширения уменьшается, с 550 до 720°C появляется огневая усадка керамзитоперлитобетона, вызванная дегидратацией гидрата окиси кальция и усадкой перлита при этих температурах. Коэффициент усадки керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 достигает своего максимального значения при 600°C и соответственно равен: $-8,8 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ и $-4,4 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. Опытами установлено, что температурная деформация бетона при первом кратковременном нагреве зависит от вида бетона, его влажности и значения температуры.

Т а б л и ц а 5. Значение α_{bt}

Вид бетона	Плотность бетона, кг/м ³	Коэффициент температурной деформации бетона $\alpha_{bt} \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ при температуре бетона				
		до 50	100	300	500	700
Тяжелый бетон на известняковом щебне	2230—2250	10	10	9	12	15,5
Легкий керамзитовый бетон	1530	8,5	8,5	7	5,5	4,5
Высокопрочный бетон на гранитном заполнителе	2310—2340	10	10	9,6	16	22,5
Легкий керамзитоперлитобетон	1330—1350	8	8	5,7	6	3,9

Т а б л и ц а 6. Значение α_{cs}

Вид бетона	Плотность бетона, кг/м ³	Коэффициент температурной усадки бетона $\alpha_{cs} \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ при температуре бетона				
		до 50	100	300	500	700
Тяжелый бетон на известняковом щебне	2230—2250	0,5	1,5	1,1	1,3	1,5
Легкий керамзитовый бетон	1530	2	2	1,5	1,5	1,5
Высокопрочный бетон на гранитном заполнителе	2310—2340	0,5	0,7	1	—1,8	—6,8
Легкий керамзитоперлитобетон	1330—1350	2	3	6	5	7,5

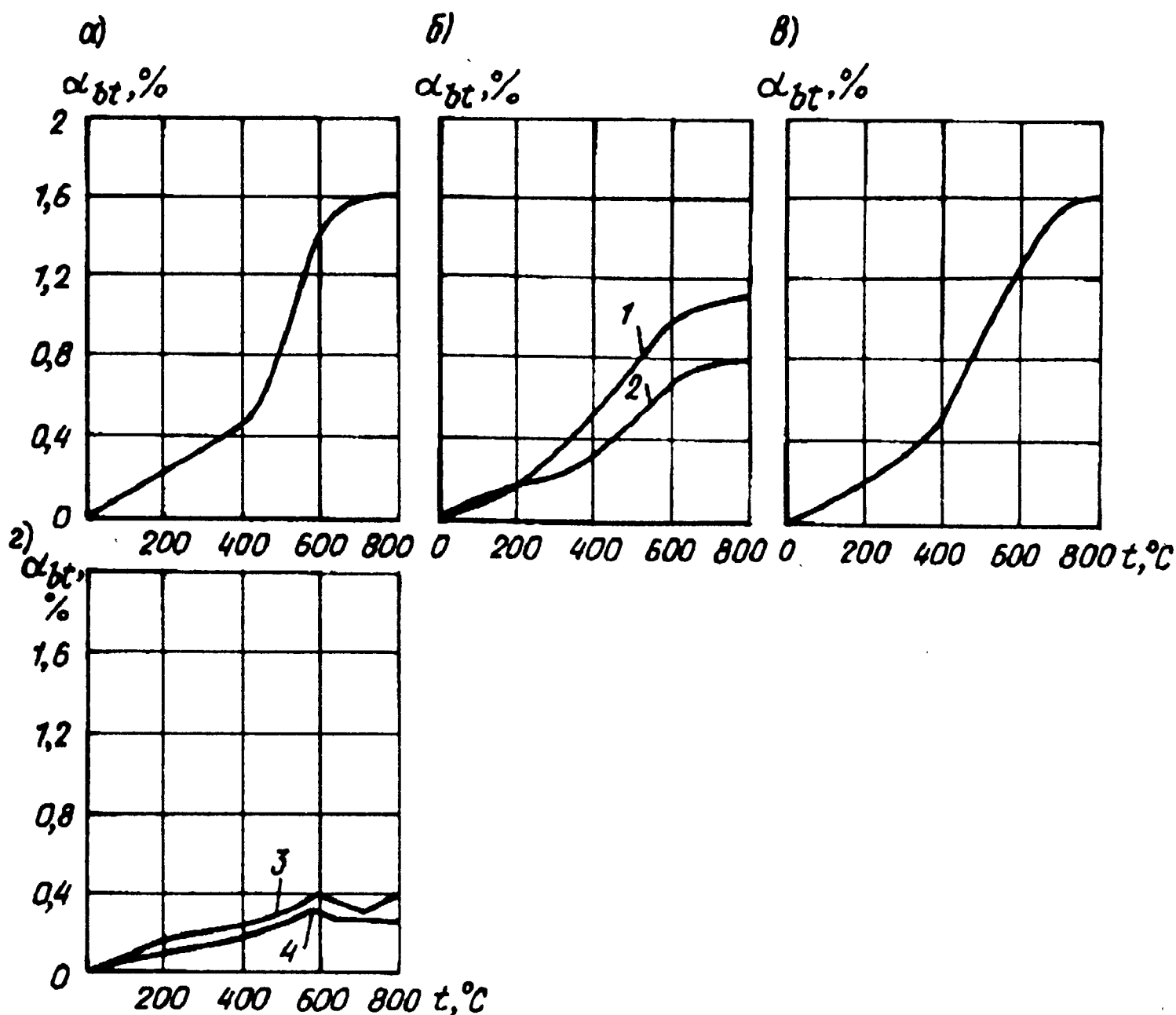


Рис. 11. Температурные деформации при первом нагреве
 а — обычный тяжелый бетон; б — керамзитобетон; в — высокопрочный бетон; г — керамзитоперлитобетона; 1 — в цилиндрах; 2 — в призмах; 3 — класса В25; 4 — класса В30

4. ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА

Для расчета огнестойкости железобетонных конструкций необходимо знать теплофизические характеристики λ и C . Определение теплофизических характеристик бетонов при нагреве производится методом решения обратной задачи теплопроводности, согласно которому теплофизические характеристики определяются путем сопоставления экспериментальных и расчетных кривых прогрева бетона [34].

Экспериментальные кривые прогрева бетона, полученные при нагреве плит П-3, П-4, П-5, П-6 и П-7 (см. табл. 1), сравнивались с расчетными. Для получения расчетных кривых прогрева бетона плит производился тепло-технический расчет на ЭВМ с применением алгоритма и программы, разработанных во ВНИИПО.

Теплотехнический расчет проводили для нескольких вариантов значений коэффициентов теплопроводности λ и теплоемкости C , которые назначались из существующих таблиц [1] в зависимости от плотности и вида бетона. Наложением экспериментальных и теоретических полей температур определялся наиболее удачный вариант значений λ и C .

Для инженерной практики с целью сокращения вычислительной работы рекомендуется вводить в расчет постоянный приведенный коэффициент температуропроводности α_{red} , найденный при температуре бетона 450°C [1] и учитывающий влияние влажности на скорость прогрева бетона путем использования формулы

$$\alpha_{red} = \lambda / (C + 0,012W) / \rho, \text{ м}^2/\text{с}, \quad (14)$$

где λ , C — расчетные средние коэффициенты теплопроводности и теплоемкости бетона, вычисленные при температуре 450°C ; ρ — плотность сухого бетона; W — весовая влажность бетона, %.

Удовлетворительное совпадение экспериментальных и теоретических кривых температур в бетоне получалось при следующих значениях коэффициентов λ и C :

для тяжелого обычного бетона на гранитном щебне с плотностью 2350 кг/м^3 и весовой влажностью 1,2—2,5%:

$$\lambda = 1,2 - 0,0003t \text{ Вт/м } ^{\circ}\text{C}; \quad (15)$$

$$C = 0,72 + 0,002t \text{ кДж/}^{\circ}\text{C}; \quad (16)$$

для тяжелого обычного бетона на известняковом щебне с плотностью 2250 кг/м^3 и весовой влажностью 1,3—2,5%;

$$\lambda = 1,14 - 0,00047t \text{ Вт/м } ^{\circ}\text{C}; \quad (17)$$

C — по формуле (16);

для высокопрочного бетона класса В55 с плотностью 2310 кг/м^3 и весовой влажностью 3—3,3%;

$$\lambda = 1,17 - 0,00015t \text{ Вт/м } ^{\circ}\text{C}; \quad (18)$$

C — по формуле (16);

для высокопрочного бетона класса В60 с плотностью 2340 кг/м³ и весовой влажностью 2,9—3,2%:

$$\lambda = 1,33 - 0,00015t \text{ Вт/м} \cdot ^\circ\text{C}; \quad (19)$$

C — по формуле (16);

Коэффициент теплопроводности λ для высокопрочного бетона при нагревании до 200, 400, 600 и 900^oC уменьшается соответственно на: 3; 5,6; 8,6 и 13% для бетона класса В55 и на 2,3; 5; 7,6 и 11,5% — для бетона класса В60.

Коэффициент теплоемкости C с повышением температуры увеличивается.

Коэффициент температуропроводности для бетона класса В55 при температуре 450^oC равен $1,3 \cdot 10^{-3}$ и для бетона класса В60 — $1,56 \cdot 10^{-3}$ м²/с;

для керамзитобетона класса В20 с плотностью 1530 кг/м³ и весовой влажностью 4,4—4,7%:

$$\lambda = 0,36 + 0,0002t \text{ Вт/м} \cdot ^\circ\text{C}; \quad (20)$$

$$C = 0,842 + 0,000114t \text{ кДж/}^\circ\text{C}. \quad (21)$$

Прогреваемость керамзитобетона меньше прогреваемости тяжелого бетона. Изменение коэффициента теплопроводности λ зависит от плотности бетона. С уменьшением плотности бетона увеличивается пористость бетона, следовательно, возрастает роль передачи тепла излучением в порах при повышении температуры. Поэтому коэффициенты теплопроводности λ и удельной теплоемкости C для керамзитобетона с повышением температуры увеличиваются.

Коэффициенты теплопроводности и теплоемкости керамзитобетона при температуре 400^oC увеличиваются на 18%, а при 600 и 900^oC — до 26 и 45%.

В связи с почти одинаковым ростом коэффициентов теплопроводности и теплоемкости керамзитобетона при высоких температурах температуропроводность его почти не изменяется, а для тяжелого бетона температуропроводность уменьшается в интервале температур 400—500^oC. Коэффициент теплопроводности керамзитобетона меньше на 50—56% и коэффициент температуропроводности ке-

рамзитобетона меньше на 18—35% соответствующих коэффициентов для тяжелого бетона на гранитном заполнителе:

для керамзитоперлитобетона класса В25 плотностью 1236 кг/м³ и влажностью 2,5%:

$$\lambda = 0,174 + 0,00005t \text{ Вт/м} \cdot ^\circ\text{C};$$

(22)

C — по формуле (21);

для керамзитоперлитобетона класса В30 плотностью 1276 кг/м³ и влажностью 3,9%:

$$\lambda = 0,174 + 0,00007t \text{ Вт/м} \cdot ^\circ\text{C};$$

(23)

C — по формуле (21).

Полученные значения коэффициента теплопроводности керамзитоперлитобетона весьма малы по сравнению с другими видами легкого и тяжелого бетонов, что свидетельствует о низкой теплопроводности данного бетона.

Опыты показали, что класс керамзитоперлитобетона не оказывает существенного влияния на прогрев плит, поскольку плотность обоих классов бетона весьма близка. Коэффициент теплопроводности λ для керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 при нагреве увеличивается. Коэффициент температуропроводности для керамзитоперлитобетона классов В25 и В30 при повышении температуры до 900^oC практически не изменяется и при температуре 450^oC в среднем равняется $0,5 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2/\text{с}$.

Опытами установлено, что прогреваемость керамзитобетона и керамзитоперлитобетона меньше прогреваемости тяжелого бетона, что обусловливается меньшей плотностью этих бетонов. Коэффициенты теплопроводности λ и теплоемкости C бетонов зависят от температуры их нагрева. При расчете железобетонных конструкций коэффициенты теплопроводности и теплоемкости рекомендуется определять по формулам (15) — (23).

Температура в бетоне с достаточной точностью может быть вычислена методом элементарных тепловых балансов с введением приведенного коэффициента температуропроводности, который определяется по формуле (14). Приме-

нение метода элементарных тепловых балансов с учетом изменения влажности бетона в зависимости от температуры дает хорошее совпадение опытных и расчетных температур.

5. ВЗРЫВООБРАЗНОЕ РАЗРУШЕНИЕ БЕТОНА

Тяжелые бетоны плотной структуры с карбонатным заполнителем (известняк) и весовой влажностью более 4%, высокопрочные бетоны с заполнителем из гранита и влажностью более 3% и легкие керамзитобетоны с влажностью более 5% и керамзитоперлитобетоны с влажностью более 10% при нагреве по стандартному пожару могут хрупко разрушаться. Хрупкое разрушение бетона начинается через 5—20 мин от начала огневого воздействия с отколом больших кусков бетона в виде "взрыва" от нагреваемой поверхности бетона. Отколы бетона наблюдаются на глубину 5—10 см от нагреваемой поверхности бетона. Преждевременное взрывообразное разрушение влажного бетона может снизить предел огнестойкости бетонной или железобетонной конструкции. Этому важному и сложному явлению уделяется большое внимание для выяснения причин его возникновения. По мнению многих специалистов, причинами такого разрушения бетона при нагреве следует считать определенное влагосодержание бетона, состав и структуру бетона, а также напряженно-деформированное состояние, вызванное давлением пара в замкнутых порах бетона, а также температурой и нагрузкой.

В то же время опытами установлено, что разрушение от взрыва не зависит от возраста бетона, а бетоны с влажностью менее указанной выше не имеют взрывообразного разрушения. Бетоны с плотностью менее 1200 кг/м^3 при любой влажности бетона не имеют хрупкого разрушения.

Оценку возможности хрупкого разрушения бетона при пожаре, а также мероприятия по защите бетона от хрупкого разрушения при пожаре следует производить по "Рекомендациям по защите бетонных и железобетонных конструкций от хрупкого разрушения при пожаре", М., Стройиздат, 1979 или по прил. 3.

ГЛАВА 3. ВЛИЯНИЕ ВЫСОКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ НА СВОЙСТВА АРМАТУРЫ

1. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА АРМАТУРЫ

В условиях пожара арматура в нагруженном состоянии подвергается нагреву. Работа стали в условиях воздействия высоких температур оценивается величиной напряжения, пластическими свойствами и стабильностью структуры.

В сталях, имеющих площадку текучести, с повышением температуры она уменьшается и при температуре выше 300°C отсутствует. Пластичность стали является показателем способности ее к деформированию при действии нагрузки и высокой температуры. Большинство сталей, применяемых в качестве арматуры для железобетонных конструкций, в условиях нагрева обладают достаточной пластичностью. В нагретом состоянии механические свойства арматурных сталей с повышением температуры снижаются.

При температуре $200\text{—}350^{\circ}\text{C}$ углеродистая арматурная сталь класса А-1 приобретает синеломкость. Синеломкость в сталях вызывается элементами разной степени растворимости, меняющейся с изменением температуры. Элементами ограниченной растворимости являются углерод и азот. При изменившихся условиях равновесия системы избыточные количества углерода и азота выделяются из твердого раствора в виде тончайших субмикроскопических частиц и располагаются по границам зерен.

При 400°C и выше временное сопротивление и предел текучести стали класса А-1 значительно понижаются и ее пластические свойства повышаются (рис. 12).

Углеродистые стали обладают высокой пластичностью при нагреве. Углеродистые стали при $450\text{—}600^{\circ}\text{C}$ склонны к графитизации и сфероидизации карбидов. Графитизация происходит вследствие распада карбида железа с образованием частиц свободного графита. Сфероидизация карбидов протекает тем интенсивнее, чем выше температура, длительнее нагрев и больше содержание углерода в стали. Наличие элементов графитизации и сфероидизации свидетельствует о разупрочнении стали и снижении механических свойств при нагреве.

Низколегированные стали классов А-IV, А-V и А-VI имеют такую же зависимость механических свойств от тем-

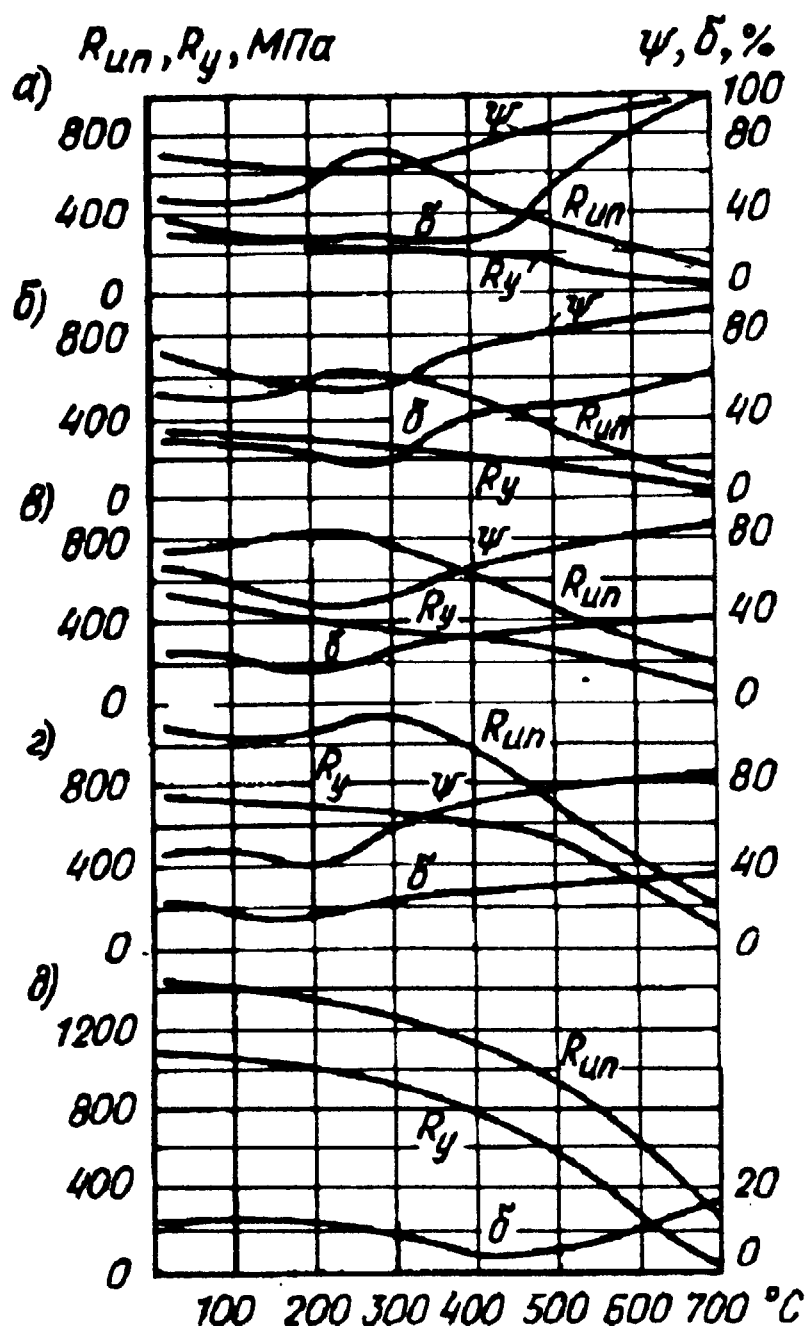


Рис. 12. Влияние нагрева на временное сопротивление R_{un} , предел текучести R_y , удлинение и сужение арматурной стали

а — класса А-I, марки Ст3; б — класса А-II, марки Ст5; в — класса А-III, марки 35ГС; г — класса А-IV, марки Ст20ХГ2Ц; д — класса А-VI, марки 22Х2Г2АЮ

пературы, как и углеродистые стали, только максимальные значения временного сопротивления и предела текучести наблюдаются при более высоких температурах. Наличие легирующих добавок повышает температуру начала рекристаллизации по сравнению с углеродистыми сталями.

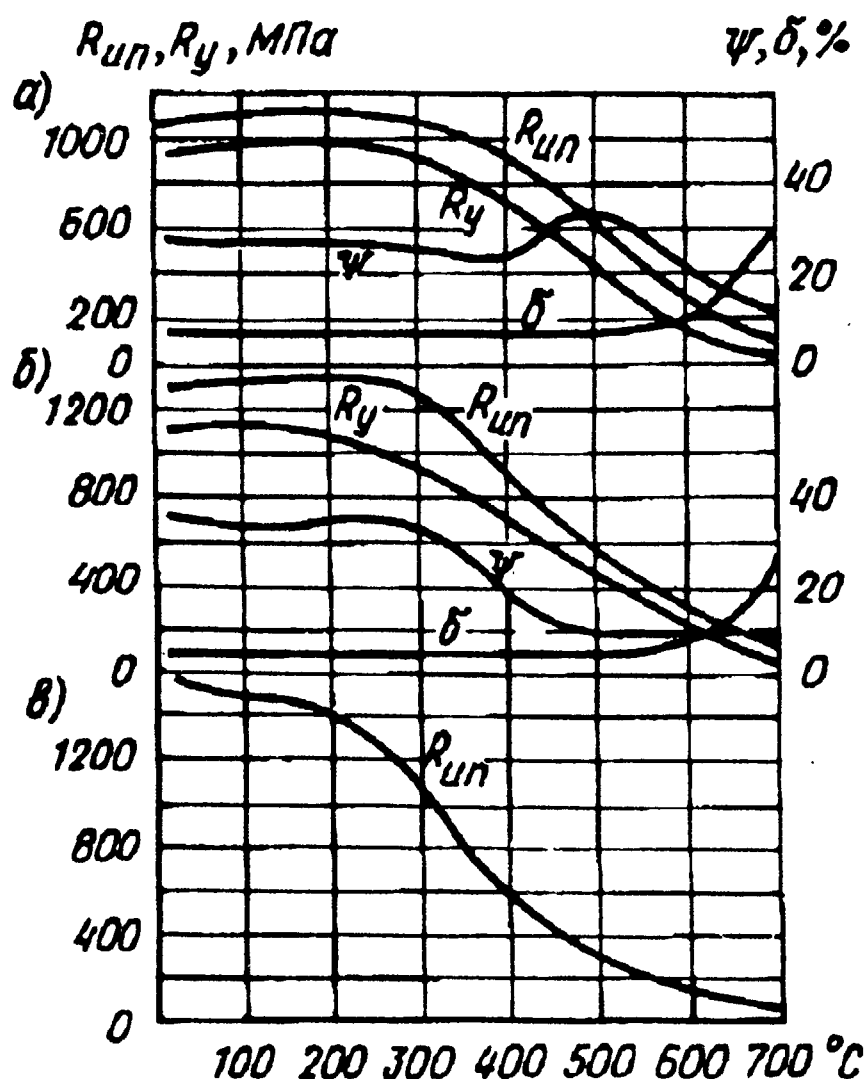
При кратковременном нагреве стали класса А-VI происходит уменьшение плотности стали вследствие температурного расширения. При 300°C мартенсит распадается на феррит и цементит. А при $450\text{--}600^{\circ}\text{C}$ происходят графитизация и сфероидизация карбидов [12]. Все это связано со снижением прочности арматурной стали класса А-VI марки 22Х2Г2АЮ.

Условный предел текучести арматурной стали класса А-VI при нагреве до 600°C снижается в среднем на 77%.

Временное сопротивление разрыву арматурной стали класса А-VI при нагреве снижается менее интенсивно, чем условный предел текучести, и его снижение при 600°C составляет 70%.

Рис. 13. Влияние нагрева на временное сопротивление R_{un} , предел текучести R_y , удлинение и сужение термически упрочненной арматурной стали

а — класса Ат-У; б — класса Ат-VI; в — холодноотянутой стали класса Вр-II



Относительные значения равномерного удлинения δ_p и значения δ_5 , δ_{100} арматурной стали класса Ат-VI при 20°C соответственно равны 2,6; 6,5 и 11,6% и при нагреве до 420°C уменьшаются соответственно до 1,25; 3,5 и 6%, что указывает на охрупчивание стали в этом температурном интервале.

При дальнейшем нагреве до 600°C происходит увеличение этих характеристик и они соответственно равны 5,3; 7,2 и 11,8%. Это несколько больше их первоначальных величин при нормальной температуре и указывает на повышение пластичности рассматриваемой арматурной стали при этой температуре.

Нагрев термически упрочненной арматуры классов Ат-V и Ат-VI до 250—300°C несколько увеличивает временное сопротивление и условный предел текучести. Повышение прочностных свойств стали при нагреве до 300°C происходит из-за уменьшения внутренних напряжений, вызванных термической обработкой (рис. 13).

При нагреве до 350°C и выше прочностные свойства арматуры резко снижаются. Это объясняется некоторой потерей термического упрочнения. При нагреве арматуры класса Ат-V до температуры 400°C временное сопротивление разрыву уменьшается на 15%, условный предел теку-

чести — на 20% и условный предел упругости — на 22% и при нагреве до 600°C соответственно снижается на 74, 85 и 90%.

При нагреве арматуры класса Ат-VI до 400°C временное сопротивление разрыву снижается на 33%, условный предел текучести — на 27% и условный предел упругости — на 32%. При нагреве до 600°C значение временного сопротивления снизилось на 79%, условный предел текучести — на 77% и условный предел упругости — на 75%. Снижение прочностных свойств стали сопровождается значительным увеличением пластических деформаций. Повышение температуры до 300°C для сталей классов Ат-V и Ат-VI не вызывает изменения пластических свойств, характеризующихся увеличением относительных удлинений. Если при нагреве до 300°C относительное удлинение для стали класса Ат-V остается постоянным, равным 6%, и равномерное удлинение на базе 100 мм вне места разрыва — 3%, то при нагреве до 300—400°C относительное удлинение возрастает. Но при 400—500°C удлинение несколько снижается и при температуре 600°C опять резко увеличивается и при 700°C составляет 50%.

Сопротивление арматуры растяжению R_{st} или сжатию R_{sct} при кратковременном нагреве выражается через сопротивление арматуры при нормальной температуре и коэффициент условий работы арматуры при нагреве γ_{st}

$$R_{st} = \gamma_{st} R_{sn}, \quad (24)$$

где γ_{st} — коэффициент, учитывающий изменение сопротивления арматуры при кратковременном нагреве (табл. 7).

В предварительно нагруженной арматуре при нагреве замерялись одновременно деформации температурного расширения, вызванные повышением температуры, упругие и пластические деформации, вызванные нагрузкой.

С повышением температуры учитывались: температурные деформации из-за температурного расширения стали; упругие деформации из-за снижения модуля упругости арматуры и пластические деформации из-за развития быстронатекающих деформаций ползучести стали. С повышением температуры особенно заметно развиваются пластические деформации арматуры. Пластические деформации нагретой арматуры из стали марок 35ГС и 80С

Т а б л и ц а 7. Коэффициенты условий работы арматуры γ_{st} при нагреве

Класс арматуры и марки стали	R_{sn} , МПа	R_{sc} , МПа	E_s , МПа	Коэффициент условий работы арматуры γ_{st} при температуре, °С							
				20—100	200	300	400	500	600	700	800
Стержневая горячекатаная гладкая класса А-I марки СТЗ	235	235	210000	1	0,95	0,9	0,85	0,6	0,3	0,15	—
То же, периодического профиля класса А-III марки Ст 35ГС	390	390	200000	1	1	0,95	0,9	0,68	0,4	0,15	0,05
То же, класса А-IV марки Ст 80С	590	400	190000	1	0,95	0,9	0,85	0,6	0,3	0,15	—
То же, класса А-V марки Ст 23Х2Г2Т	785	400	190000	1	1	0,95	0,85	0,55	0,2	0,05	—
То же, класса А-VI марки 22Х2Г2АЮ	980	400	190000	1	0,85	0,75	0,65	0,45	0,2	—	—
Стержневая термически упрочненная периодического профиля класса Ат-V	785	400	190000	1	1	0,9	0,8	0,45	0,2	0,05	—
То же, класса Ат-VI	980	400	190000	1	0,95	0,85	0,75	0,35	0,1	0,03	—

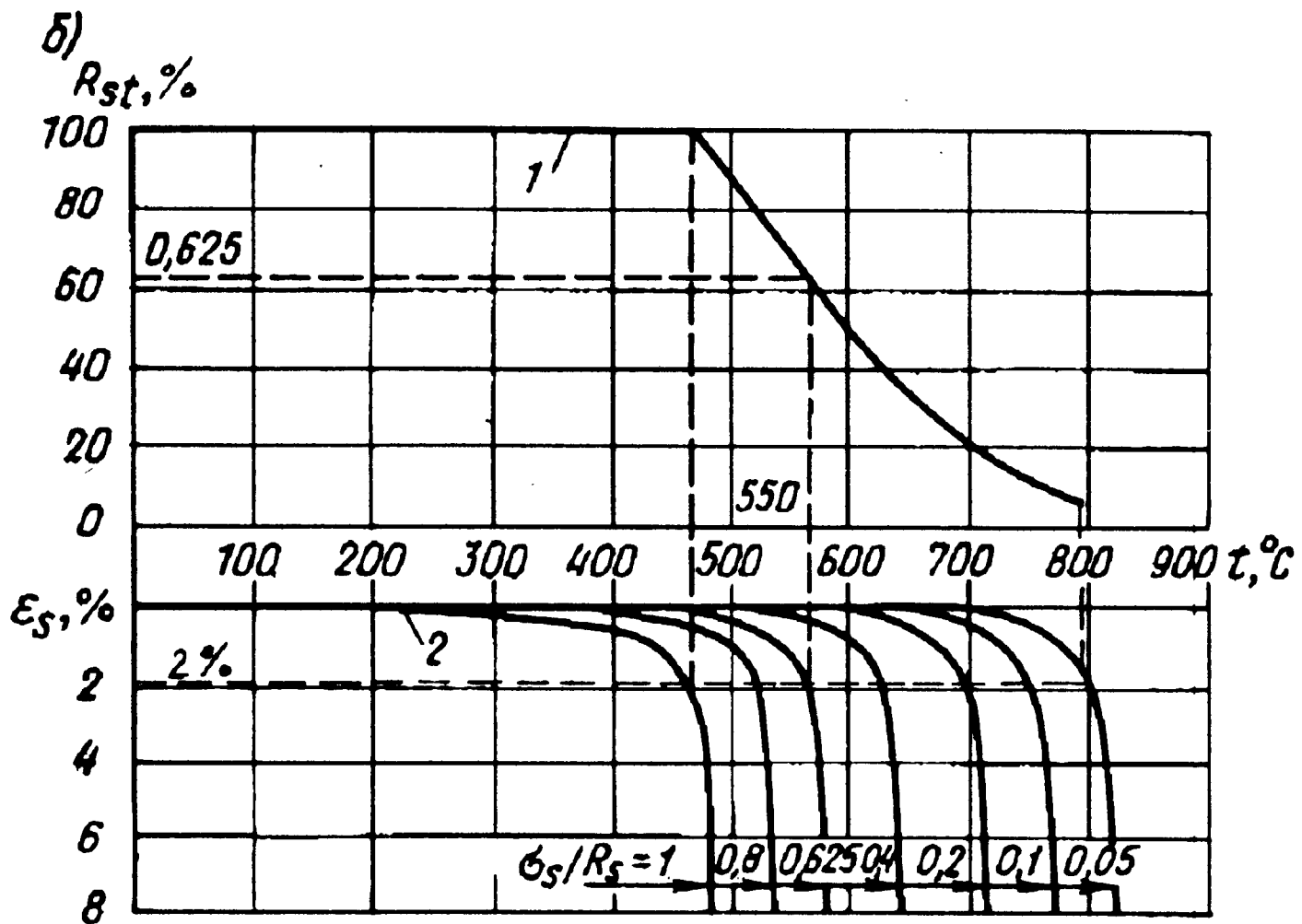
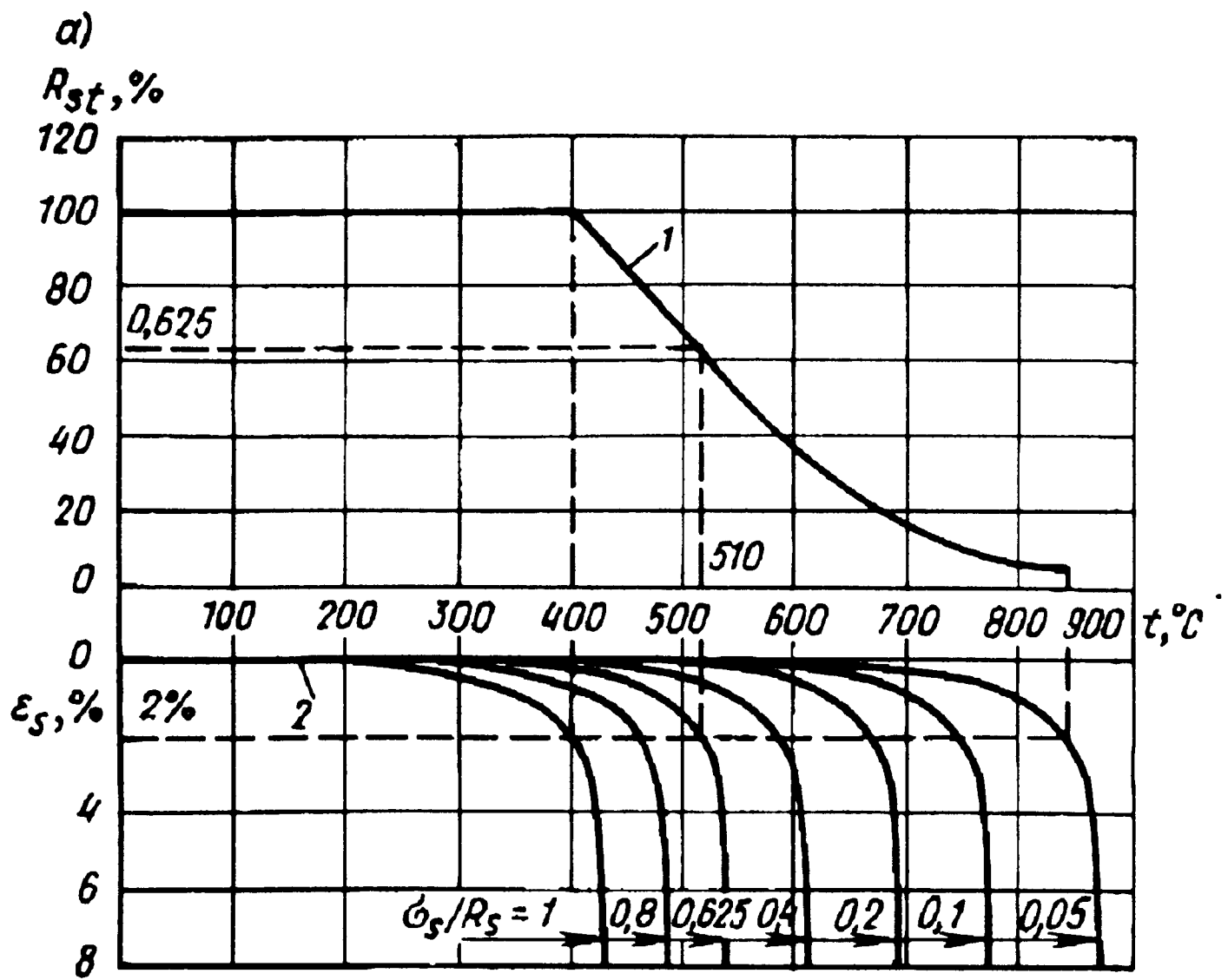
Класс арматуры и марки стали	R_{sn} , МПа	R_{sc} , МПа	E_s , МПа	Коэффициент условий работы арматуры γ_s при температуре, °С							
				20—100	200	300	400	500	600	700	800
Проволочная арматура обыкновенная периодического профиля класса Вр-I $\phi 5$ мм	395	395	170000	1	0,9	0,85	0,6	0,25	0,05	—	—
Проволочная арматура высокопрочная периодического профиля класса Вр-II $\phi 5$ мм	1255	400	200000	1	0,85	0,7	0,5	0,25	0,1	—	—

зависят от величины напряжения (рис. 14). Чем больше напряжение в арматуре, тем ниже температура, при которой начинают заметно развиваться пластические деформации. Повышение напряжения в арматуре марки 35ГС класса А-III с 20,4 МПа до 44,4 МПа уменьшило температуру начала заметного проявления пластических деформаций с 400 до 120°С. Изменение напряжения с 30,2 до 65,5 МПа в арматуре класса А-IV уменьшило эту температуру с 420 до 50°С. Анализируя кривые нарастания пластических деформаций в арматуре марок 35ГС и 80С при нагреве, можно отметить, что до определенной температуры пластические деформации увеличиваются с постоянной скоростью. После достижения значения пластической деформации, равной примерно 1,5%, скорость развития пластических деформаций существенно увеличивается и при дальнейшем нагревании образец разрывается. За условный предел текучести при нагреве принято напряжение при значении полной деформации, равной 2% [10]. Исходя из этого был определен коэффициент условий работы арматуры γ_{st} , учитывающий изменение предела текучести арматуры марок 35ГС и 80С в зависимости от температуры нагрева (см. табл. 7).

Пластические деформации стали классов Ат-V и Ат-VI с увеличением напряжений и повышением температуры возрастают с определенной зависимостью (рис. 15). Чем выше напряжения в арматуре, тем ниже температура, при которой развивается пластическая деформация. При достижении пластической деформации более 2% при заданном напряжении дальнейшее развитие их происходит без увеличения температуры.

При нагреве до 150°С независимо от уровня напряжений деформации арматурной стали класса А-VI марки 22Х2Г2АЮ нарастают с постоянной скоростью порядка 0,11% на каждые 100°С. Затем по мере дальнейшего нагревания в зависимости от степени предварительного нагружения скорость деформирования увеличивается и начинает проявляться быстронатекающая ползучесть (см. рис. 14,д). При этом чем выше степень напряженного состояния арматурной стали до нагрева, тем раньше наступает стадия начала быстронатекающей ползучести в период нагревания.

Снижение напряжений с 0,8 до 0,2 R_{st} отдаляет стадию начала быстронатекающей ползучести арматурной стали от



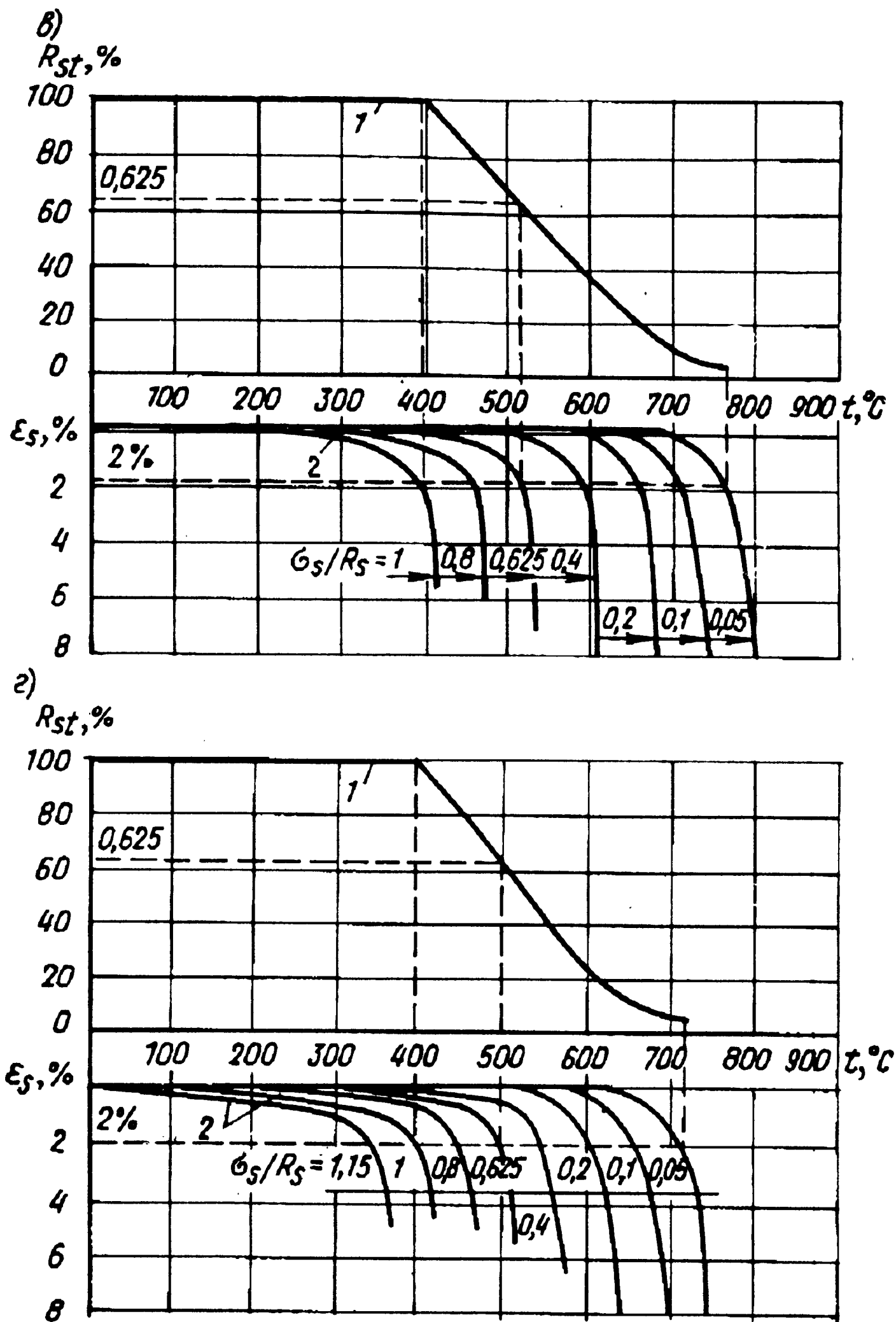
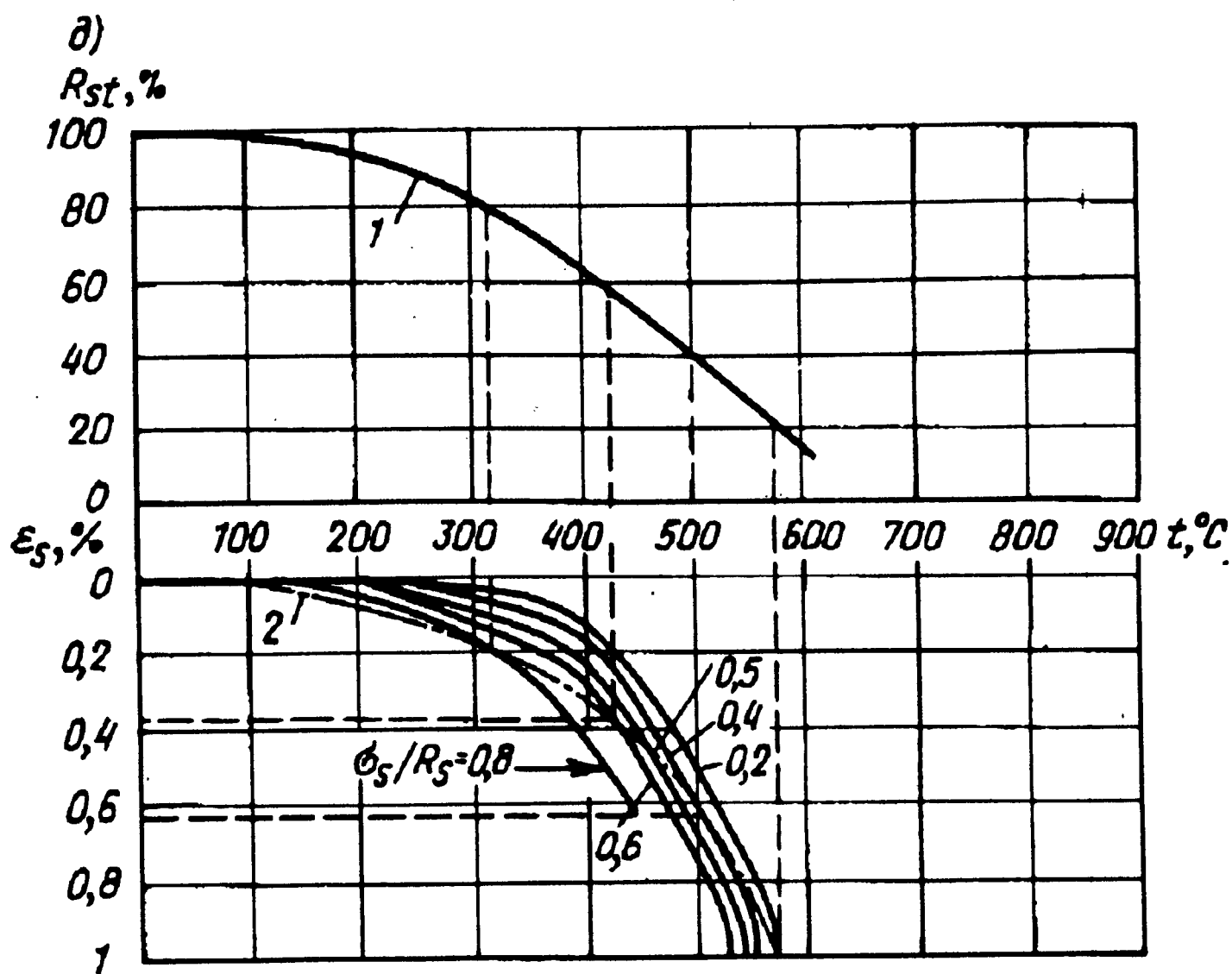


Рис. 14. Влияние нагрева на сопротивление растяжению (1) и полные деформации (2) арматуры класса

а — класса А-I, марки Ст3; б — класса А-III, марки 35ГС

в — класса А-IV, марки Ст80С; г — класса А-V, марки Ст23Х2Г2Т



Продолжение рис. 14

д — класса А-VI, марки Ст22Х2Г2АЮ

150 до 250°C . При этом температурный интервал проявления быстронатекающей деформации ползучести является небольшим и составляет 380°C .

При кратковременном нагреве нагруженных образцов арматурной стали класса А-VI предельные значения деформаций, проявляемые в результате температурного расширения, снижения модуля упругости и ползучести при напряжениях выше $0,4R_{st}$, не достигают 2% (рис. 14, д). При этом разрыв образцов носит хрупкий характер и шейки разрыва в опытах не наблюдалось.

Для обеспечения надежной работы изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов, армированных арматурной сталью класса А-VI марки 22Х2Г2АЮ, и предотвращения хрупкого мгновенного разрушения таких элементов от разрыва арматуры во время пожара при расчетах необходимо ограничить предельные значения полной деформации этой арматурной стали. Ограничение значений этих деформаций постоянной величиной, равной 2%, как это рекомендуется для большинства арматурных сталей, может привести к преждевременному разрыву арматуры.

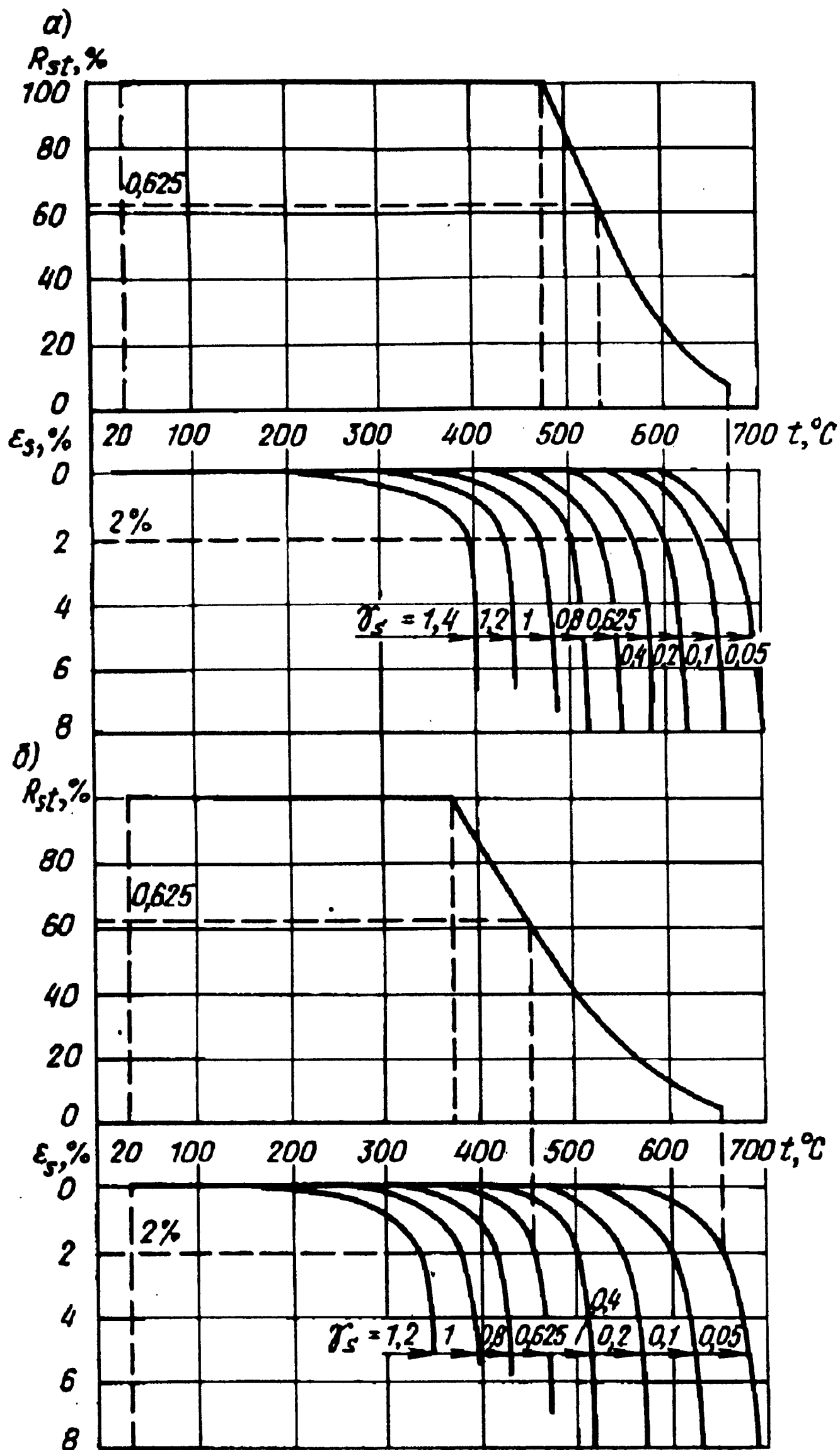
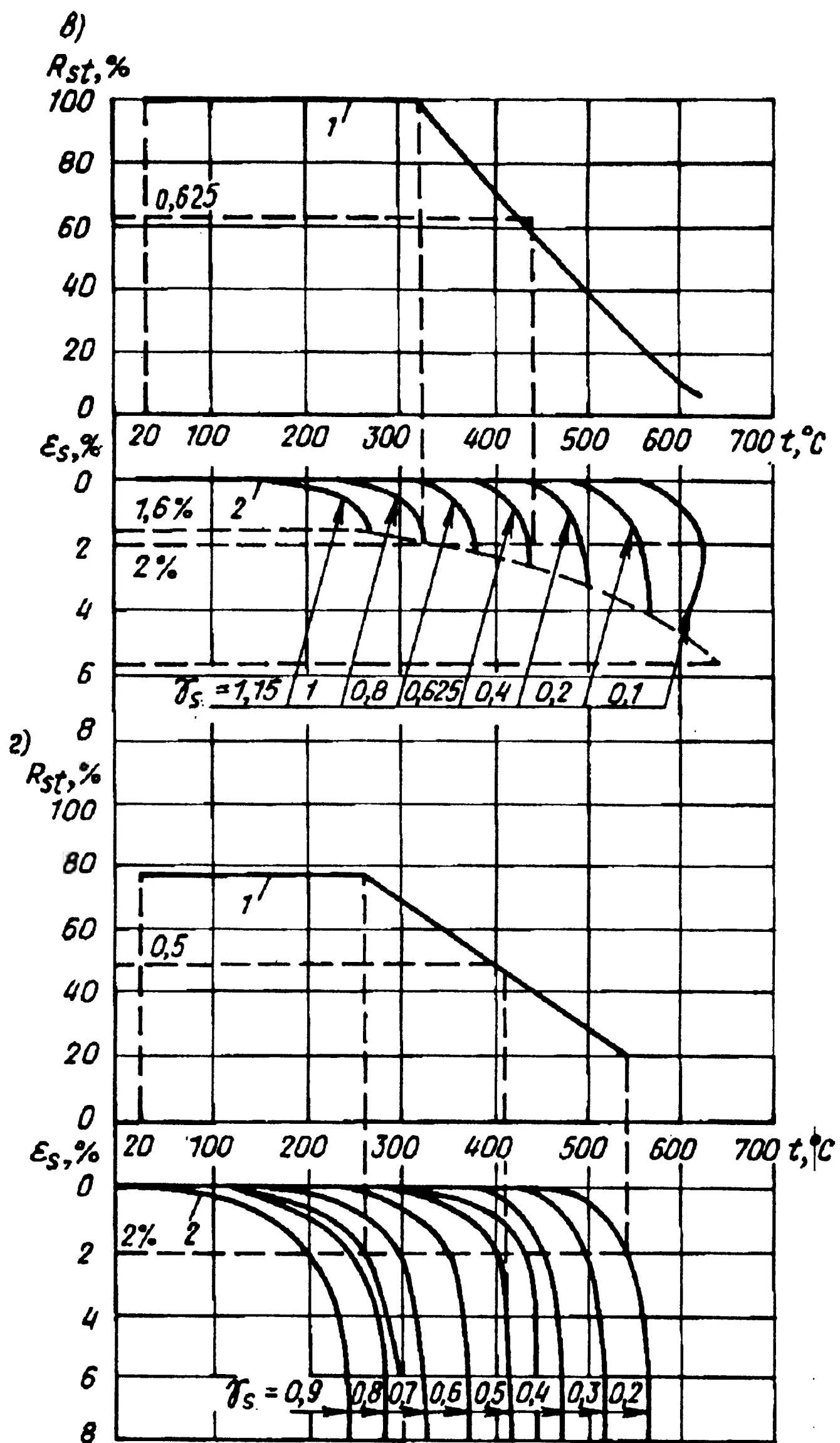


Рис. 15. Влияние нагрева на сопротивления растяжению (1) и полные деформации арматуры
а — класса Ат-V; б — класса Ат-VI



Продолжение рис. 15
 в — класса Вр-I; з — класса Вр-II

Поэтому предельные значения полных деформаций арматурной стали в условиях пожара необходимо ограничить в зависимости от уровня напряжений.

Предельные значения полных деформаций для арматурной стали класса А-VI марки 22Х2Г2АЮ для практических расчетов рекомендуется определять по формуле

$$\varepsilon_s = 0,013 - 0,018\gamma_{st} + 0,004\gamma_{st}^2. \quad (25)$$

Горячекатаные стали класса А-I в охлажденном состоянии после их нагрева до 500°C не изменяют механических свойств.

Механические свойства горячекатаной стали класса А-III марки 35ГС почти не изменяются после нагрева до температуры 650°C и класса А-IV марки 80С до 550°C. Условный предел текучести и временное сопротивление практически не снижаются. Наличие легирующих добавок в стали классов А-III и А-IV повышает температуру начала рекристаллизации, благодаря чему прочностные свойства арматуры марки 35ГС и 80С не изменяются.

У высокопрочной низколегированной холодноотянутой проволоки периодического профиля класса Вр-II после отжига до 450°C условный предел текучести снижается на 35%, а временное сопротивление растяжению — на 41%. Снижение прочностных характеристик высокопрочной проволоки вызвано потерей наклепа, в результате чего пропадает эффект холодной обработки и повышается ее пластичность.

В обычной холодноотянутой проволоке класса Вр-I наблюдается снижение прочности до 20% после отжига до 400°C. Снижение механических свойств проволоки после нагрева вызвано нарушением стабильности структуры арматурной стали при нагреве.

Из результатов опытов видно, что с повышением температуры происходит снижение механических свойств арматуры. Стержневые горячекатаные арматурные стали в меньшей степени снижают механические свойства по сравнению с проволочной арматурой, прошедшей упрочнение.

2. УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА АРМАТУРЫ

У сталей при напряжениях меньше $0,6R_{st}$ наблюдается прямолинейная зависимость между удлинением и напря-

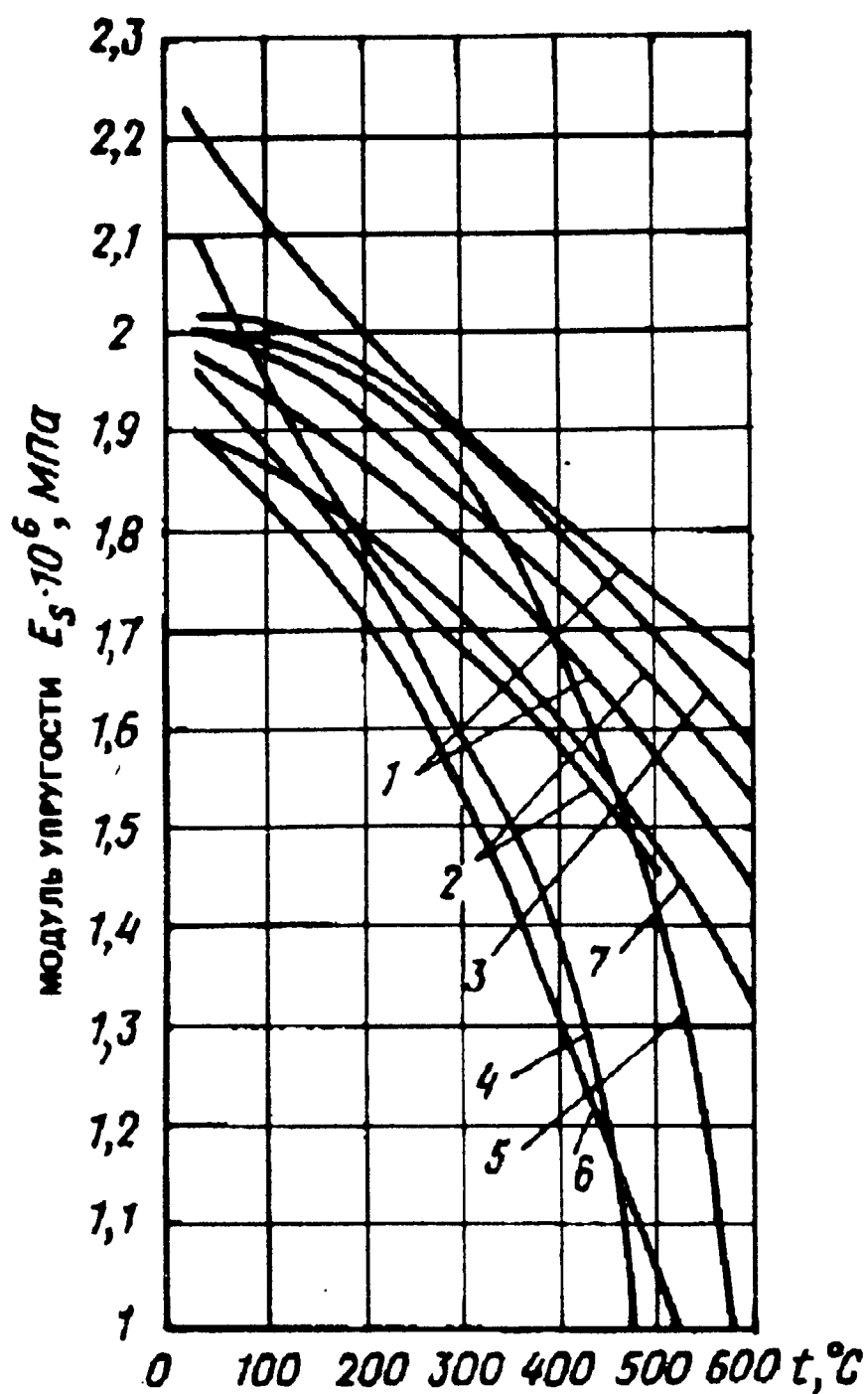


Рис. 16. Влияние нагрева на модуль упругости арматуры

1 — класса А-I, марки Ст3; 2 — класса А-III, марки 35ГС; 3 — класса А-IV, марки Ст80С; 4 — класса А-VI, марки Ст22Х2Г2АЮ; 5 — класса Ат-V; 6 — класса Ат-VI; 7 — класса Вр-II

жением. С увеличением легирующих добавок модуль упругости несколько повышается. Присадки никеля и кобальта снижают модуль упругости стали, а хром и вольфрам повышают его. Углерод незначительно повышает модуль упругости стали. Влияние наклепа на модуль упругости незначительно. Вызванное вытяжкой или сплющиванием стального стержня снижение модуля частично восстанавливается отпуском при 100—300°C.

Модуль упругости стали марок 35ГС и 80С и высокопрочной проволоки диаметром 5 мм класса Вр-II при нормальной температуре был одинаковым и равнялся $2 \cdot 10^5$ МПа. Модуль упругости для стали класса Ат-V при нормальной температуре равняется $(1,99—2,01) \cdot 10^5$ МПа, а для стали класса Ат-VI — $(1,97—2,02) \cdot 10^5$ МПа.

С повышением температуры до 400°C модуль упругости арматуры незначительно уменьшается, и особенно резкое уменьшение наблюдается при температуре, превышающей 400°C (рис. 16). При температуре 350°C модуль упругости

арматуры класса Ат-V снижается на 9%, а класса Ат-VI — на 12%, а при 400°C эта величина снижается соответственно на 12 и 16%. Дальнейшее увеличение температуры резко снижает модуль упругости. При 600°C модуль упругости составляет 38—41% начального значения.

При температуре до 200°C для большинства сталей (классов А-I, А-III, А-IV, А-V) модуль упругости сначала медленно снижается, а затем с повышением температуры до 600°C наблюдается более заметное снижение. Для этих классов сталей характер изменения модуля упругости с повышением температуры примерно одинаковый [12].

Наибольшее снижение относительного значения модуля упругости стали при 600°C, равного 28% первоначального значения, наблюдается в арматуре класса А-VI.

Модуль упругости арматуры при нагреве выражается через модуль упругости при нормальной температуре

$$E_{st} = \beta_s E_s, \quad (26)$$

где β_s — коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости арматуры при кратковременном и длительном нагревах (табл. 8).

При кратковременном нагружении и напряжении более $0,6R_{st}$ при нормальной температуре и при нагреве наблюдается развитие пластических деформаций арматуры.

При нагреве под нагрузкой пластические деформации развиваются еще более интенсивно. Развитие пластических деформаций арматуры учитывается коэффициентом ν_s ,

Т а б л и ц а 8. Коэффициент β_s , учитывающий снижение модуля упругости арматуры при нагреве

Класс арматуры и марка стали	Коэффициент β_s при температуре нагрева, °C						
	20—50	100	200	300	400	500	600
А-I (Ст. 3), А-III (35ГС), А-IV (80С), А-V (23Х2Г2Т), Вр-I, Вр-II	1	0,96	0,92	0,88	0,83	0,78	0,73
Ат-V, Ат-VI	1	0,98	0,96	0,92	0,85	0,71	0,4
А-VI (22Х2Г2АЮ)	1	0,96	0,9	0,8	0,68	0,55	0,28

который представляет собой отношение упругого удлинения к полному, полученному при кратковременном нагружении. Модуль деформации арматуры определяется по формуле

$$E_{st}' = \nu_s E_{st}. \tag{27}$$

С повышением напряжений коэффициент ν_s уменьшается. При одном и том же отношении σ_s/R_{st} нагрев до 200°С незначительно сказывается на коэффициенте ν_s . С увеличением температуры предел текучести арматуры снижается и, следовательно, уменьшается коэффициент ν_s для одного и того же напряжения. Коэффициент упругости арматуры ν_s принимается в зависимости от температуры и отношения напряжения в арматуре σ_s к пределу текучести арматуры R_{st} (табл. 9).

Обработка опытных пластических деформаций арматуры дала возможность путем аппроксимации выразить закон нарастания деформации приближенной эмпирической функцией в зависимости от класса арматуры, температуры ее нагрева t_s и напряжения σ_s

$$\varepsilon_{sc} = \varphi_1 \varphi_2 (e^{\varphi_3} - 1). \tag{28}$$

В формуле (28) значения коэффициентов φ_1 , φ_2 и φ_3 принимаются по табл. 10.

Между деформациями быстронатекающей ползучести арматуры класса А-VI марки 22Х2Г2АЮ, температурой и напряжением существует нелинейная зависимость, и эти деформации являются сложной функцией. Произведя

Т а б л и ц а 9. Значения коэффициента ν_s

Температу- ра армату- ры, °С	20—200	300	400	450	500	550	600	650
ν_s при $\sigma_s = R_{snt}$	1	0,9	0,7	0,55	0,35	0,25	0,2	0,15

σ_s/R_{snt} при 20—200°С	1	0,9	0,8	0,7	0,6
ν_s	0,5	0,8	0,9	0,95	1

Т а б л и ц а 10. Значения коэффициентов $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$

Класс арматуры и марка стали	$\varphi_1 \cdot 10^{-5}$	φ_2	$\varphi_3 \cdot 10^{-3}$	t
A-III (35ГС)	22,5	$\sqrt{t^3} e^{0,6\sigma_s}$	$2,7\sigma_s$	0,01 t_s — 1,5
A-IV (80С)	20	$0,4\sqrt{t^3} e^{0,6\sigma_s}$	$2,7\sigma_s$	0,01 t_s — 1,5
Ат-V	22	$\sqrt{t} e^{0,5\sigma_s}$	$2\sigma_s$	0,01 t_s — 1
Ат-VI	30	$\sqrt{t} e^{0,5\sigma_s}$	$2\sigma_s$	0,01 t_s — 1

интегрирование производных деформации арматуры по температуре и напряжению, получили зависимость

$$\epsilon_{sc} = \varphi_1 \frac{t_s^2}{2} - \varphi_2 \frac{t_s^3}{6} + \varphi_3 \frac{t_s^4}{24}, \quad (29)$$

$$\varphi_1 = 3,47 \cdot 10^{-8} - 4,05 \cdot 10^{-12} \sigma_s; \quad (30)$$

$$\varphi_2 = 6 \cdot 10^{-9} - 7,01 \cdot 10^{-23} \sigma_s; \quad (31)$$

$$\varphi_3 = 5,83 \cdot 10^{-11} - 1,56 \cdot 10^{-15} \sigma_s; \quad (32)$$

t_s — температура арматуры; σ_s — напряжения в арматуре, МПа.

3. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ АРМАТУРЫ

С повышением температуры сталь расширяется. Температурное расширение арматуры зависит от класса и марки стали и от температуры. С увеличением степени легирования стали температурное расширение возрастает, и оно больше для высоколегированных сталей, чем для сталей углеродистых и малолегированных. Невысокое содержание никеля снижает температурное расширение. Колебания в содержании углерода почти не сказываются на значении температурного расширения.

С повышением температуры до 500°C коэффициент температурного расширения арматурных сталей увеличивается с 11—12 до 13,5—14,5 $10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ и величина его больше, чем для бетона (табл. 11).

Т а б л и ц а 11. Значение коэффициента α_{st}

Класс арматуры	Коэффициент температурного расширения арматуры $\alpha_{st} \cdot 10^{-6} 1/^{\circ}\text{C}$ при температуре, $^{\circ}\text{C}$						
	20—50	100	200	300	400	500	600
A-I, A-II, B-I, Bp-I, B-II, Bp-II, K-7, K-9	11,5	11,7	12	12,5	13	13,5	14
A-III, A-IV, A-V, At-IV, At-V, At-VI, A-VI	11,5	12	13	13,5	14	14,5	15

Деформации температурного расширения арматурных сталей возрастают по мере повышения температуры. На температурные деформации стали скорость нагрева не влияет.

Между температурными деформациями арматурных сталей и температурой наблюдается нелинейная зависимость, и угол наклона кривой температурных деформаций арматуры к оси абсцисс увеличивается, что указывает на увеличение коэффициента температурных деформаций с повышением температуры.

ГЛАВА 4. ВЛИЯНИЕ ВЫСОКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ НА ПОВЕДЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. СЦЕПЛЕНИЕ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

Сцепление арматуры с бетоном имеет большое практическое значение для надежной их совместной работы в железобетонных конструкциях. В реальных условиях пожара железобетонные конструкции подвержены силовым и тепловым воздействиям. Недоучет изменения сцепления арматуры с бетоном в конструкциях после воздействия огня может привести к снижению долговечности или разрушению.

В НИИЖБе проводили изучение влияния высокой температуры на сцепление арматуры (гладкого и периодического профиля) с обычным бетоном путем выдергивания арматурных стержней из призм сечением 140x140, длиной

300 мм. Призмы изготовляли из бетона следующего состава (на 1 м³ бетона): портландцемент марки М400 — 288 кг, песок речной — 750 кг, гравий с соотношением фракций 5—15 мм и 15—30 мм 50:50% — 915 кг, вода — 190 л.

Были изготовлены призмы с гладкой арматурой класса А-I с пределом текучести 290—318 МПа и с арматурой периодического профиля класса А-III с пределом текучести 365—455 МПа. Диаметр арматуры в обоих случаях равен 20 мм. Стержни заделывались в призмы на 15d.

Выдергивание арматуры из призм производили на гидравлическом прессе в специальном устройстве. Центрирующее приспособление в виде замкнутой шарнирной рамы имело в опорной подушке шаровой шарнир. Сдвиг загруженного и незагруженного концов стержня относительно торцовых поверхностей призм измеряли индикаторами с точностью до 0,01 мм.

Испытание призм производили в возрасте 1—2 мес в нагретом и охлажденном состояниях после воздействия температуры 100, 250, 350 и 450°C.

Призмы из обычного бетона на портландцементе нагревались при помощи забетонированных в них нагревателей из нихромовой проволоки диаметром 1 мм, имеющих форму цилиндрической спирали диаметром 9 см. Электрический ток подавался в нагреватель через понижающий ступенчатый трансформатор, питающийся от сети 220 В. Призмы нагревались с подъемом температуры 75°C/ч. Температура бетона и арматуры измерялась хромель-алюмелевыми термопарами. После двухчасовой выдержки при заданной температуре призмы нагружались ступенями.

Прочность на сжатие бетона, хранившегося в нормальных условиях, равна 19,3 МПа. С повышением температуры до 100°C прочность на сжатие бетона увеличивается на 20%. При дальнейшем увеличении температуры прочность обычного бетона уменьшается и составляет при 250°C — 104, при 350°C — 85 и при 450°C — 62% по отношению к прочности бетона при нормальной температуре.

Результаты исследований сцепления арматуры с бетоном показывают, что при нормальной температуре сцеп-

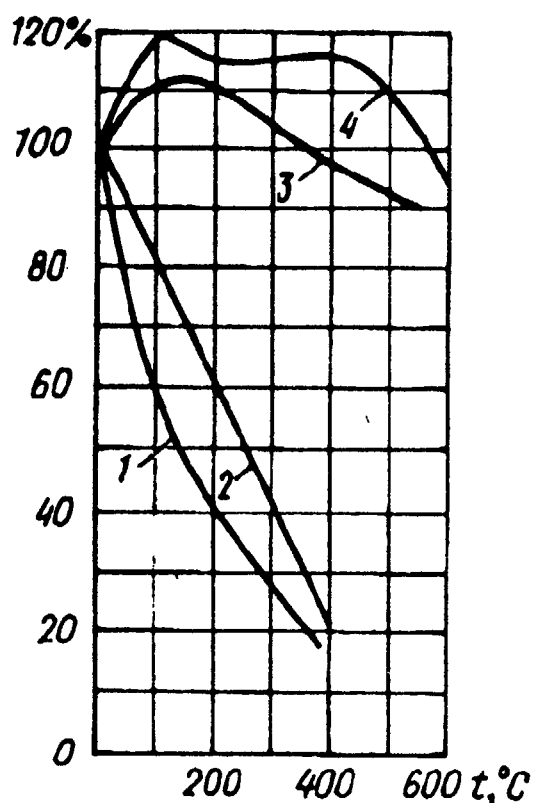


Рис. 17. Влияние температуры на сцепление с тяжелым бетоном арматуры гладкой (1) и периодического профиля (3) и с керамзитобетоном арматуры гладкой (2) и периодического профиля (4)

ление гладкой арматуры составляет 2,7 МПа; периодического профиля — 5,6 МПа. С повышением температуры происходит значительное уменьшение сцепления гладкой арматуры с бетоном. При 100°C сохраняется около 3/4 первоначального значения сцепления, а при 450°C сцепление нарушается полностью (рис. 17). Для горячекатаной арматуры периодического профиля в интервале температур до 200°C сцепление с бетоном не снижается. При более высоких температурах сцепление уменьшается и при 450°C оно составляет 3/4 первоначальной величины сцепления при нормальной температуре. Однако структура бетона при 450°C сильно повреждена.

Сцепление гладкой арматуры с бетоном складывается из поверхностного склеивания стержня с бетоном и трения арматуры о бетон, которое возникает при ее деформациях под нагрузкой и является результатом давления на стержень бетона. Поверхностное склеивание арматуры с бетоном зависит от клеящей способности цементного камня, находящейся в прямой зависимости от его прочности.

Сцепление гладкой арматуры с бетоном при температуре 100°C снижается, несмотря на увеличение прочности бетона на сжатие, так как начинает преобладать фактор уменьшения поверхностного сцепления.

Сцепление горячекатаной арматуры периодического профиля с бетоном в нагретом состоянии несколько ниже, чем в охлажденном. Это объясняется тем, что при нагреве в бетоне, находящемся между выступами арматуры

периодического профиля, возникают (вследствие наличия разности температурных деформаций стали и бетона, а также температурной усадки бетона) температурные напряжения, которые добавляются к напряжениям, развивающимся при выдергивании стержня. Сдвиг загруженного и незагруженного концов арматуры относительно бетона больше, чем в охлажденном состоянии. Это объясняется обмятием бетона под выступами арматуры периодического профиля и повышенными пластическими деформациями его при действии внешней нагрузки и высокой температуры.

Сцепление арматуры периодического профиля с бетоном значительно больше, чем сцепление гладкой арматуры, но при повышении температуры до 350°C сцепление арматуры периодического профиля с бетоном снижается. Это можно объяснить следующим образом. При нагревании бетона усадочные напряжения и контактные напряжения от разности температурного расширения стали и бетона создают сложное напряженное состояние. Возникают температурные контактные напряжения из-за того, что коэффициенты температурного расширения бетона и стали отличаются в 1,2—1,5 раза, а коэффициенты теплопроводности в 30—50 раз. При этом в цементном камне и заполнителях происходят деформации, связанные с изменением термогигрометрического состояния бетона, которые приводят к увеличению напряжений на контакте бетона и арматуры. При охлаждении необратимые деформации накапливаются и проявляются новые контактные напряжения. Одновременно с этим происходит изменение структуры бетона, окружающего стальной стержень, т.е. появляются микро- и макротрещины.

С повышением температуры до 450°C сцепление гладкой арматуры диаметром 12 мм с керамзитобетоном, имеющим прочность на сжатие 7,5 МПа, снижается, а сцепление арматуры периодического профиля диаметром 14 мм остается больше, чем при нормальной температуре [8] (см. рис. 17). Сопротивление сцеплению арматуры с бетоном в зависимости от температуры, вида бетона и класса арматуры принимается по табл. 12.

При воздействии высокой температуры сцепление арматуры периодического профиля значительно лучше, чем гладкой арматуры.

Т а б л и ц а 12. Напряжения сцепления, МПа

Температу- ра, °С	Напряжения сцепления арматуры с бетоном			
	тяжелым 14,3 МПа		керамзитобетоном 7,5 МПа	
	класса А-I Ø 20 мм	класса А-III Ø 20 мм	класса А-I Ø 12 мм	класса А-III Ø 14 мм
20	2,2	4,8	1,64	2,02
100	1,2	4,8	—	—
110	—	—	1,28	2,43
200	—	—	1,3	2,32
250	0,4	3,2	—	—
400	—	—	0,32	2,32
600	—	—	—	1,94

2. УСАДОЧНО-ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ И НАПРЯЖЕНИЯ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

Наличие арматуры существенно влияет на температурные деформации железобетонного элемента. При нагреве железобетонный элемент удлиняется на величину, большую удлинения бетона и меньшую удлинения арматуры. До образования трещин деформации железобетонного элемента близки к деформациям бетона. В элементе возникают внутренние напряжения с растяжением в бетоне и сжатием в арматуре. Расширяясь больше, чем бетон, арматура разрывает его. В бетоне возникают трещины [11, 12]. При появлении трещин напряжения в бетоне и арматуре падают и элемент начинает больше удлиняться. Величина удлинения элемента приближается к удлинению арматуры, свободной от бетона, но не достигает его, так как этому препятствует сцепление бетона с арматурой на участках между трещинами. Повышение температуры выше 300—500°С вызывает ползучесть и релаксацию напряжений в арматуре и бетоне. Напряжения в арматуре и в бетоне между трещинами снижаются и удлинение железобетонного элемента приближается к удлинению бетона. В бетоне появ-

ляются усадочные деформации и температурное удлинение железобетонного элемента затухает.

При охлаждении сокращение железобетонного элемента приближается к бетонному. При температуре ниже 400—500°С ползучесть в арматуре и бетоне затухает и интенсивность сокращения увеличивается до величины, близкой к начальному расширению.

Температурные деформации железобетонного элемента не равны температурным деформациям бетона или арматуры, а являются функциями этих деформаций и зависят от степени армирования и вида арматуры и бетона, температуры и влажности бетона.

При нагреве балок сечением 15х25 см с $\mu = 0,4$ — 1,3% деформации усадки бетона были примерно в 2 раза меньше, чем в бетонных призмах сечением 10х10 см.

Свободные температурные деформации, согласно В.И. Мурашеву, при равномерном нагреве статически определимого бетонного элемента определяются по формуле

$$\varepsilon_{bt} = \alpha_{bt} t_b. \quad (33)$$

При равномерном нагреве железобетонного элемента до образования трещин температурные деформации арматуры в бетоне близко совпадают между собой, и температурные деформации железобетонного элемента можно вычислять по формуле (33). После появления трещин температурные деформации арматуры в сечении с трещиной достигнут своего наибольшего значения

$$\varepsilon_{st} = \alpha_{st} t_s. \quad (34)$$

Благодаря сцеплению бетона с арматурой на участках между трещинами деформации арматуры уменьшаются. Температурные деформации арматуры по длине между трещинами непостоянны. Среднее температурное удлинение арматуры в бетоне составит

$$\varepsilon_{sm} = \alpha_{stm} t_s. \quad (35)$$

Приняв изменения температурных деформаций арматуры в бетоне от нагрева по тому же закону, что и при растягивающем усилии, находим значение среднего ко-

коэффициента температурного расширения арматуры в бетоне для первого нагрева

$$\alpha_{stm} = \alpha_{bt} + (\alpha_{st} - \alpha_{bt})\varphi_a \quad (36)$$

Достоверность этой формулы была проверена экспериментально. Применение этой формулы требует определения ψ_s , коэффициента, учитывающего работу растянутого бетона между трещинами, который сам зависит от величины усилий в арматуре, что не является удобным. Поэтому для практических расчетов рекомендуется коэффициент ψ_s заменять эмпирическим коэффициентом φ_a , значения которого принимаются в зависимости от процента армирования элемента по табл. 13.

Т а б л и ц а 13. Коэффициент φ_a

Содержание продольной арматуры, %	0,2	0,4	0,7 и более
Коэффициент φ_a	0,9	0,95	1

Деформации, возникающие из-за разности температурного расширения арматуры и бетона, равны:

$$\varepsilon = \varepsilon_{st} - \varepsilon_{bt} = (\alpha_{st} - \alpha_{bt})t. \quad (37)$$

Деформации, вызванные разностью температурного расширения арматуры и бетона, оказывают такое же влияние на напряженное состояние железобетонного элемента, как и усадка бетона при нормальной температуре. Полное значение усадочных деформаций бетона ε_{cs} в железобетонном элементе при нагреве определяется суммированием деформаций усадки при нормальной температуре ε_{cs1} и при нагреве ε_{cs2} и деформации, возникшей из-за разности температурного расширения бетона и арматуры ε_a

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs1} + \varepsilon_{cs2} + \varepsilon_a. \quad (38)$$

От неравномерного нагрева и криволинейного распределения температуры по высоте сечения до появления трещин

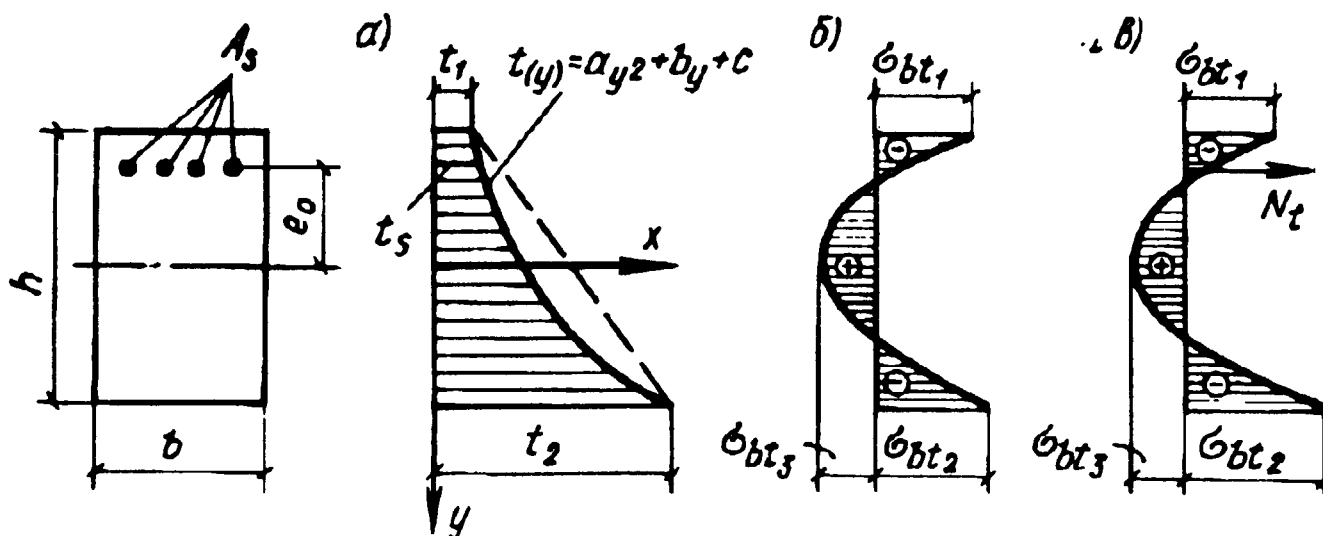


Рис. 18. Распределение по высоте сечения элемента до появления трещин в бетоне

a — криволинейной эпюры температур; *б* — уравновешенной эпюры напряжений в бетоне от криволинейной эпюры температур; *в* — то же, с учетом разности коэффициентов температурной деформации бетона и арматуры

возникает напряженное состояние с самоуравновешенными эпюрами напряжений. На гранях появляются напряжения сжатия, а в средней части высоты сечения — растяжения. Для определения напряжений по высоте элемента могут быть использованы уравнения плоской задачи теории упругости. Использование теории упругости применительно к бетону, который является упругопластическим материалом, возможно с некоторыми допущениями: линейную зависимость между напряжениями и деформациями, модуль упругости и температурные деформации бетона принимают не зависящими от температуры. При нелинейном распределении температур напряжения по высоте сечения выражаются зависимостью

$$\sigma_{bx} = -\alpha_{bt} E_{bt}(y) + \frac{1}{2h} \int_{-h}^{+h} \alpha_{bt} E_{bt}(y) dy + \frac{3y}{2h^3} \int_{-h}^{+h} \alpha_{bt} E_{bt}(y) dy. \quad (39)$$

С достаточной точностью при пожаре можно принять распределение температур по высоте сечения по параболическому закону (рис. 18). После интегрирования уравнения (39) и некоторых преобразований напряжения в бетоне выражаются зависимостью

$$\sigma_{bt} = \frac{\alpha_{bt} E_{bt} (t_2 - t_1)}{4} \left(\frac{1}{3} - \frac{y^2}{h^2} \right). \quad (40)$$

От разности температурного расширения бетона и арматуры в железобетонном элементе также создается напряженное состояние. При одиночном армировании сила, возникающая в арматуре по отношению к бетонному сечению, внецентренно приложена. Если температурные деформации арматуры меньше бетона, то возникает растягивающая сила, если больше, то — сжимающая

$$N_t = (\alpha_{st} - \alpha_{bt}) t_s E_{st} A_s. \quad (41)$$

Эта сила создает момент, равный:

$$M = N_t e_0. \quad (42)$$

От криволинейного распределения температур и от разности температурного расширения арматуры и бетона напряжения сжатия на ненагреваемой грани элемента

$$\sigma_{bt} = - \frac{\alpha_{bt} E_{bt} (t_2 - t_1)}{6} + \frac{N_t}{A} + \frac{M_t}{W_{pl}}; \quad (43)$$

на нагреваемой грани элемента

$$\sigma_{bt} = - \frac{\alpha_{bt} E_{bt} (t_2 - t_1)}{6} + \left(\frac{N_t}{A} - \frac{M_t}{W_{pl}} \right) \quad (44)$$

и напряжения растяжения на оси

$$\sigma_{btt} = + \frac{\alpha_{bt} E_{bt} (t_2 - t_1)}{12} + \frac{N_t}{A}. \quad (45)$$

По мере увеличения температурного перепада и нелинейного распределения температур деформации сжатия продольной арматуры увеличиваются и возрастают растягивающие деформации бетона в средней части до тех пор, пока напряжения в бетоне не достигнут значений, соответствующих прочности бетона на растяжение. В этот момент появляются вертикальные трещины в средней части образца и деформации сжатия в продольной арматуре снижаются.

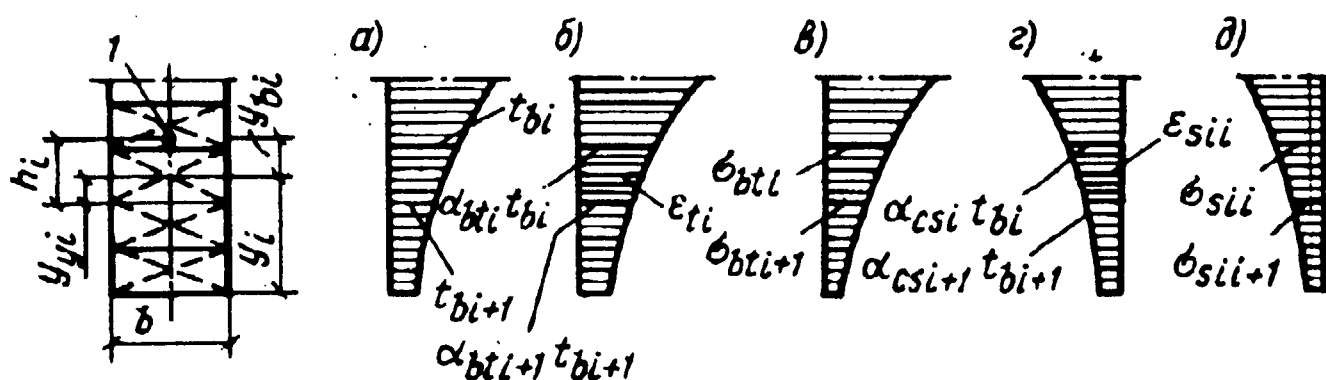


Рис. 19. Распределение

a — температуры бетона; *б* — деформации удлинения от нагрева; *в* — напряжения в бетоне от нагрева; *г* — деформации укорочения от остывания; *д* — напряжения в бетоне от остывания при нелинейном изменении температуры по высоте бетонного сечения элементов

Приняв модуль упругости бетона по средней температуре сечения, вычисляют деформации арматуры до появления трещин в бетоне.

При температуре до 200°C на нагреваемой поверхности бетона наблюдается удовлетворительная сходимость опытных и теоретических деформаций. При более высоких температурах теоретические деформации бетона превосходят опытные.

При учете действительного криволинейного распределения температур по высоте сечения, а также изменения модуля упругости и температурных деформаций в зависимости от температуры нагрева для более точного определения свободного относительного температурного удлинения оси бетонного и железобетонного элемента и его свободной температурной кривизны до появления трещин элемент по высоте разбивается не менее чем на 4 части, если при расчете используется ЭВМ (рис. 19). Прямоугольные сечения разбиваются на части примерно одинаковой площади. В двутавровом сечении линия раздела должна проходить по границе между ребром и полкой, в армированных элементах — по центру тяжести продольной арматуры и в элементах из различных бетонов — по их границе. Сначала для каждой *i*-той части сечения определяются все необходимые величины (см. рис. 19). Так например, для *i*-той части сечения площадь нагретого бетона A_i приводится к ненагретому более прочному бетону

$$A_{red, i} = \frac{A_i \beta_{bi} \bar{\nu}_i}{\varphi_{b1}}. \quad (46)$$

Коэффициенты β_{bi} и $\bar{\nu}_i$ принимаются по температуре бетона в центре тяжести площади рассматриваемой i -той части сечения, а коэффициент $\varphi_{b1} = 0,85$, который учитывает влияние быстرونатекающей ползучести бетона.

Если имеется арматура, то при нагреве выше 200°C она должна учитываться. Площади нагретой растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры также приводятся к ненагретому, более прочному бетону:

$$A_{s, red} = \frac{A_s E_s \beta_s}{E_b \bar{\nu}}; \quad (47)$$

$$A'_{s, red} = \frac{A'_s E_s \beta_s}{E_b \bar{\nu}}. \quad (48)$$

Модули упругости нагретой растянутой E_{st} и сжатой E'_{st} арматуры принимают по температуре соответствующей арматуры.

Приведенный момент инерции i -той части сечения

$$I_{red, i} = \frac{A_{red, i} h_i^2}{12}. \quad (49)$$

Расстояние от центра тяжести i -той части сечения до наименее нагретой грани элемента, относительно которой определяется центр тяжести сечения

$$y_i = h - \sum h_i + y_{yi}. \quad (50)$$

Расстояние от центра тяжести i -той части сечения до центра тяжести всего приведенного сечения

$$y_{bi} = y_i - y. \quad (51)$$

Температурное удлинение центра тяжести i -той части бетонного сечения

$$\epsilon_{bt, i} = \frac{\alpha_{bt, i} t_{bi} y_{yi} + \alpha_{bt, i+1} t_{b, i+1} (h_i - y_{yi})}{h_i} \quad (52)$$

и его температурная кривизна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{ti} = \frac{\alpha_{bt,i} - \alpha_{bt,i+1} t_{b,i+1}}{h_i} \quad (53)$$

В формуле (50) величина

$$y_{yi} = \frac{h_i (2 \beta_{bi} + \beta_{b,i+1})}{3 (\beta_{bi} + \beta_{b,i+1})} \quad (54)$$

При расчете без использования ЭВМ допускается принимать $y_{yi} = 0,5h_i$.

После того как определили все необходимые величины для каждой части сечения и арматуры, вычисляем площадь, статический момент и момент инерции всего приведенного сечения:

$$A_{red} = \sum A_{red,i} + A_{s,red} + A'_{s,red}; \quad (55)$$

$$S_{red} = \sum A_{red,i} y_i + A_{s,red} a + A'_{s,red} (h - a'); \quad (56)$$

$$I_{red} = \sum I_{red,i} + \sum A_{red,i} y_{bi}^2 + A_{s,red} y_s^2 + A'_{s,red} (y'_s)^2, \quad (57)$$

где

$$y_s = y - a; \quad (58)$$

$$y'_s = h - y - a'. \quad (59)$$

Расстояние от центра тяжести приведенного бетонного сечения до наименее нагретой грани определяется по формуле

$$y = S_{red} / A_{red}. \quad (60)$$

Свободное относительное температурное удлинение оси элемента

$$\epsilon_{bt} = \frac{\sum A_{red,i} \epsilon_{bt,i} + A_{s,red} \epsilon_{st} + A'_{s,red} \epsilon'_{st}}{A_{red}} \quad (61)$$

и свободная температурная кривизна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_t = \frac{\sum A_{red,i} y_{bi} + A_{s,red} y_s \epsilon_{st} + A'_{s,red} y'_s \epsilon'_{st} + \sum \left(\frac{1}{r}\right)_{t,i} I_{red,i}}{I_{red}}. \quad (62)$$

Температурные удлинения ϵ_{st} и ϵ'_{st} определяются по формуле (34) в зависимости от температуры нагрева арматуры S и S' .

Коэффициенты $\alpha_{bt,i}$ и $\alpha_{bt,i+1}$ принимаются по табл. 5 в зависимости от температуры бетона более и менее нагретой грани i -той части сечения.

Температура бетона менее и более нагретой грани сечения t_{bi} и t_{bi+1} определяется теплотехническим расчетом.

Для железобетонного элемента, где в растянутой зоне бетона не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, деформации от остывания после пожара, укорочение ϵ_{cs} оси элемента и ее кривизну $(1/r)_{cs}$ определяют по формулам:

$$\epsilon_{cs} = \frac{\sum A_{red,i} \epsilon_{cs,i}}{A_{red}}; \quad (63)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{\sum A_{red,i} y_{bi} \epsilon_{cs,i} + \sum \left(\frac{1}{r}\right)_{cs,i} I_{red,i}}{I_{red}}. \quad (64)$$

Укорочение $\epsilon_{cs,i}$ оси i -той части бетонного сечения и ее кривизну $(1/r)_{cs,i}$ определяют по формулам:

$$\epsilon_{cs,i} = \frac{\alpha_{cs,i} t_{bi} y_{yi} + \alpha_{cs,i+1} t_{b,i+1} (h_i - y_{yi})}{h_i} \quad (65)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs,i} = \frac{\alpha_{cs,i} t_{bi} - \alpha_{cs,i+1} t_{b,i+1}}{h_i} \quad (66)$$

Коэффициенты $\alpha_{cs,i}$ и $\alpha_{cs,i+1}$ принимаются по табл. 5 в зависимости от температуры более и менее охлажденной грани i -той части сечения.

Для железобетонного элемента, где в растянутой зоне бетона не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, напряжения в бетоне грани i -той части сечения следует находить по формулам:

при нагревании

$$\sigma_{bt,i} = [\varepsilon_{bi} - \alpha_{bt,itb,i} + y_{b,i}(1/r)_t] E_b \beta_{b,i} \bar{\nu}_i; \quad (67)$$

при остывании

$$\sigma_{cs,i} = [\varepsilon_{cs,i} - \alpha_{cs,i} t_{b,i} + y_{b,i}(1/r)_{cs}] E_b. \quad (68)$$

Величины y_{bi} , ε_{bi} , $(1/r)_t$ определяются соответственно по формулам (51), (61) и (62).

Коэффициенты β_{bi} и $\bar{\nu}_i$ принимаются по табл. 3 в зависимости от температуры бетона грани i -той части сечения. ε_{cs} и $(1/r)_{cs}$ вычисляются соответственно по формулам (63) и (64).

Для железобетонного элемента, где в растянутой зоне образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, деформации от нагрева при растянутой зоне, расположенной у менее нагретой грани сечения, удлинение ε_t оси элемента и ее кривизна $(1/r)_t$ определяются по формулам:

$$\varepsilon_t = \frac{\alpha_{bt} t_b y_s + \alpha_{stm} t_s (h_0 - y_s)}{h_0}; \quad (69)$$

$$(1/r)_t = \frac{\alpha_{bt} t_b - \alpha_{stm} t_s}{h_0} \quad (70)$$

и при растянутой зоне бетона, расположенной у более нагретой грани сечения, удлинение ε_t оси элемента определяется по формуле (69) и ее кривизна $(1/r)_t$ — по формуле

$$(1/r)_t = \frac{\alpha_{stm} t_s - \alpha_{bt} t_b}{h_0}. \quad (71)$$

В формулах (69)—(71):

t_s — температура арматуры S ; t_b — температура бетона сжатой грани сечения; α_{stm} — коэффициент, определяемый по формуле (36); α_{bt} — коэффициент, принимаемый по табл. 5 в зависимости от температуры бетона сжатой грани сечения.

Для железобетонных элементов, где в растянутой зоне образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, при остывании укорочение ε_{cs} оси элемента и ее кривизну $(1/r)_{cs}$ допускается определять по формулам (63) и (64).

Следует отметить, что при нагреве до появления трещин значение температурной деформации железобетонного элемента близко к деформациям бетона. После возникновения трещин температурные деформации железобетонного элемента больше, чем деформации бетона, но меньше, чем деформации арматуры благодаря сцеплению арматуры с бетоном. В этом случае средние температурные деформации арматуры, находящейся в бетоне, будут меньше, чем у свободного металла, и они определяются коэффициентом α_{stm} . Усадочно-температурные деформации в железобетонных элементах до появления трещин определяются с учетом деформаций усадки при нормальной температуре, деформаций температурной усадки и деформаций от разности температурного расширения арматуры и бетона.

При неравномерном нагреве и криволинейном распределении температур по высоте сечения железобетонного элемента без трещин возникает уравновешенная эпюра внутренних напряжений, которая зависит в основном от кривой изменения температур и разности температурного расширения бетона и арматуры, а также от изменения температурных деформаций и модуля упругости бетона по высоте сечения.

3. ПОТЕРИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ В АРМАТУРЕ

Напряжения в бетоне и арматуре предварительно напряженных элементов как во время пожара, так и после него зависят не только от внешней нагрузки, физико-механических свойств применяемых материалов, но и от значения предварительного натяжения арматуры и обжатия бетона.

При установлении напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных балок (Б-2—Б-9, см. табл. 1) учитывались возможные потери преднапряжения

от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона. Потери предварительного напряжения подразделяются на потери, происходящие до окончания обжатия бетона и после его обжатия.

При изготовлении балок (Б-2—Б-5) для исключения потерь от релаксации напряжений в арматуре применялась перетяжка на 10% заданного значения σ_p , а перед бетонированием производилась контрольная подтяжка арматуры до σ_p .

В балках (Б-6—Б-9) потери предварительного напряжения арматуры до обжатия бетона происходили от релаксации напряжений в арматуре. Опытные значения этих потерь были определены по показаниям динамометров[^] и они составляли от 13,3 до 43,8 МПа. Расчетные потери от релаксации напряжений в арматуре, МПа, определялись по формуле

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20. \quad (72)$$

При изготовлении балок предусматривалась перетяжка арматуры, позволяющая уменьшить потери от релаксации напряжения на 15—20%. Вычисления потерь от релаксации напряжения по формуле (72) проводили с учетом этого уменьшения, и они составили от 15,7 до 42 МПа.

Опытные и теоретические первые потери незначительно отличались. После спуска натяжения арматуры с упоров на бетон происходят потери предварительного напряжения в арматуре из-за развития упругих и неупругих деформаций бетона при его обжатии. Опытные потери напряжения по измеренным деформациям от упругих деформаций и от ползучести и усадки бетона определяли по формуле

$$\sigma_{sp\phi} = \sigma_1 - \sigma_{sp2}, \quad (73)$$

в которой остаточное напряжение в арматуре к моменту времени

$$\sigma_{sp2} = \sigma_1 + \frac{E_s}{E_b} \sigma_{bp} - \epsilon_p E_s, \quad (74)$$

где σ_1 — остаточное напряжение в арматуре после проявления первых потерь от релаксации напряжений в арматуре; E_b — модуль упругости бетона, соответствующий времени τ ; σ_{bp} — остаточное напряжение в

бетоне на уровне продольной арматуры в момент времени τ ; ϵ_p — замеренные полные деформации арматуры от упругого обжатия бетона и его неупругих деформаций, происходящие за период времени τ .

Остаточное напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры для времени τ определяли по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{(\epsilon_{p0} - \epsilon_p) E_s A_{sp}}{A_{red}} + \frac{(\epsilon_{p0} - \epsilon_p) E_s A_{sp} y_{sp} e_{op}}{I_{red}}, \quad (75)$$

где ϵ_{p0} — полные деформации арматуры от предварительного напряжения; e_{op} — эксцентриситет равнодействующей усилия обжатия относительно центра тяжести бетонного сечения; y_{sp} — расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести приведенного сечения до центра напрягаемой арматуры.

Опыты показали, что развитие деформаций отдельных стержней напрягаемой арматуры были близки. По средним деформациям арматуры были определены опытные потери предварительного напряжения в арматуре от момента спуска натяжения до испытания (табл. 14).

При обжатии бетона усилием преднапряжения во внецентренно обжатых балках создавались максимальные напряжения до 0,2—0,4 R_{bp} . Эпюра напряжений в балках с проявлением потерь преднапряжения изменялась во времени. Наибольшие изменения напряженного состояния произошли в балках с большим значением усилия обжатия. С уменьшением напряжений обжатия снижаются напряжения сжатия в бетоне. В момент спуска напрягаемой арматуры с упоров на бетон напряжения растяжения на другой грани приводили в ряде балок к появлению в бетоне волосных трещин.

Снижение во времени равнодействующей усилий преднапряжений через 140 сут после начала обжатия составило в среднем 10—22%. Под влиянием ползучести и усадки бетона изменялись также деформации по высоте сечения балок, однако сечения в основном оставались плоскими. Теоретические потери предварительного напряжения арматуры из-за усадки и ползучести бетона определяли в соответствии с рекомендациями СНиП 2.03.01—84 (табл. 15).

Потери от усадки бетона к моменту испытания за время хранения 100—160 сут принимались равными 40 МПа.

Т а б л и ц а 14. Опытные потери предварительного напряжения арматуры от упругого обжатия, усадки и ползучести бетона с момента полного отпуска натяжения до испытания

Шифр образ- цов по табл. 1	Число суток	$(\epsilon_{p0} - \epsilon_p) \cdot 10^{-5}$	ϵ_{br} , МПа	E_s/E_b ϵ_{br} , МПа	$\epsilon_p E_s$, МПа	$\sigma_{срф}$, МПа	$\sigma_{ср2}$, МПа
Б-2	0	230	15	84	90	6	523
	1	212	14	78	104	26	503
	27	177	11	65	188	123	406
	62	156	10	57	216	159	370
	105	142	9	52	244	192	337
Б-3	0	114	7	39	42	4	267
	1	110	7	37	50	13	257
	43	92	6	31	85	55	215
	109	66	4	22	138	116	154
Б-4	0	195	13	69	70	2	459
	1	194	12	68	72	4	456
	42	153	10	54	154	101	359
	110	147	9	51	165	114	345
Б-5	0	378	24	128	172	44	884
	1	362	23	123	204	81	847
	62	357	23	121	214	93	835
	85	350	22	118	228	110	818

Шифр образ- цов по табл. 1	Число суток	$(\dot{\epsilon}_{p0} - \dot{\epsilon}_p) \cdot 10^{-5}$	σ_{br} , МПа	E_s/E_b σ_{br} , МПа	$\dot{\epsilon}_p E_s$, МПа	$\sigma_{срф}$, МПа	$\sigma_{ср2}$, МПа
Б-6	0	324	8	45	56	11	653
	1	314	8	44	76	32	632
	20	302	7	42	100	58	606
	60	295	7	41	114	73	591
	142	287	7	40	130	90	574
Б-8	0	190	11	69	102	33	427
	1	184	10	66	114	48	412
	14	170	10	61	142	81	379
	64	153	9	55	176	121	340
	160	147	8	53	188	135	325

Т а б л и ц а 15. Теоретические потери предварительного напряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона

Шифр образцов по табл. 1	R_{bp} , МПа	R_b , МПа	P_1 , гН	σ_{bp} , МПа	σ_{bp}/R_{bp}	$\sigma_{cs} + \sigma_c$ Потери от усадки и ползучести бетона, МПа
Б-2	23	40	3190	14	0,6	220
Б-3	35	50	1630	7	0,2	94
Б-4	30	45	2780	13	0,4	122
Б-5	40	50	3900	18	0,4	157
Б-6	33	34	1023	6	0,1	71
Б-8	25	30	1814	10	0,4	97

Расчетные значения потерь от ползучести бетона при $\sigma_{bp} < 0,5R_{bp}$ определяли по формуле

$$\sigma_{cs} = \frac{0,8 E_s R_b}{E_b R_{bp}}. \quad (76)$$

Напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры вычисляли по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_q y_{sp}}{I_{red}}, \quad (77)$$

где M_q — изгибающий момент от собственного веса; P_1 — усилия обжатия бетона после проявления первых потерь.

Промежуточные значения потерь предварительного напряжения во времени от спуска напряжения с упоров на бетон до испытания определяли с помощью коэффициента β

$$\beta = 4\tau / (100 + 3\tau), \quad (78)$$

где τ — время, сут, отсчитываемое при определении потерь от усадки бетона со дня окончания бетонирования балок, а при вычислении потерь от ползучести бетона со дня предварительного обжатия.

Кроме того были определены потери предварительного напряжения по методике СНиП 2.03.01—84, по которой потери от быстроснатекающих деформаций ползучести бетона, возникающие при его обжатии, находили по формуле

$$\sigma_{cc} = 40\sigma_{bp}/R_{bp}. \quad (79)$$

Потери предварительного напряжения, происходящие от ползучести бетона при отношении $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$, определялись по формуле

$$\sigma_{cc} = 150\sigma_{bp}/R_{bp}. \quad (80)$$

Сравнивая фактические потери, вычисленные по формулам (73)—(75), с расчетными, определенными по СНиП 2.03.01—84, можно отметить, что эти величины близки между собой и расхождение между ними составляет в среднем $\pm 5\%$. Нужно отметить, что стабилизация предварительного обжатия в балках происходила при напряжениях в бетоне на уровне напрягаемой арматуры $\sigma_{bp} = 0,25—0,35R_{bp}$. Сопоставление расчетных и фактических потерь предварительного напряжения показывает, что их отношение зависит только от начального уровня обжатия бетона и не зависит от начального напряжения в арматуре и марки арматурной стали.

Балки обжимались внецентренно приложенным усилием преднапряжения с эксцентриситетом e_{0p} относительно центра тяжести приведенного сечения. Усилие от предварительного напряжения выходило за грань ядра сечения, и в верхней зоне балок наблюдались растягивающие напряжения, которые в некоторых балках превышали нормативное сопротивление бетона растяжению. Для балок, в которых не было трещин после спуска напряжений, жесткость определяли с учетом неупругой работы сжатой и растянутой зон. Создаваемый усилием преднапряжения изгибающий момент выгибал балку. Выгиб увеличивался в течение всего времени выдержки 100—160 сут. Особенно интенсивно выгиб возрастал в первые 20—30 сут. Увеличение выгиба происходит в основном из-за развития деформаций ползучести и усадки бетона. Выгиб в балках с большой силой обжатия был больше, чем в балках с мень-

шей силой обжатия. С затуханием деформаций усадки и ползучести бетона происходит затухание выгиба.

За рассматриваемый период времени одновременно с проявлением деформаций ползучести и усадки бетона уменьшается усилие обжатия, увеличиваются прочность бетона и модуль упругости бетона.

Выгиб от кратковременного действия предварительного обжатия бетона определяется с учетом всех потерь по усилию P_{02} . Теоретические выгибы по сравнению с опытными получаются заниженными: в балках с большой силой обжатия на 51—60%, а в балках с меньшей силой обжатия — на 32—45%. Значительно лучшее совпадение расчета с опытом получилось при вычислении выгиба по усилию P_{01} без учета вторых потерь предварительного напряжения.

Со временем наблюдались уменьшение напряжений сжатия в бетоне на уровне напрягаемой арматуры и некоторое увеличение напряжений растяжения на верхней грани балки. Увеличение напряжений растяжения приводило в некоторых случаях к появлению волосных трещин на верхней грани балки, которые затем закрывались после приложения внешней нагрузки во время испытания балок на огнестойкость.

При огневом воздействии происходят дополнительные потери предварительного напряжения от температурной усадки и ползучести бетона на уровне продольной арматуры, от релаксации напряжений в арматуре, разности температурных деформаций бетона и арматуры и снижения модуля упругости арматуры при нагреве.

Учет дополнительных потерь предварительного напряжения в арматуре необходим при расчете деформаций, образования трещин и при решении вопроса о возможности дальнейшего использования изгибаемых железобетонных элементов после пожара. Продолжительность пожара во многих случаях находится в пределах 1—3 ч. За это время при пожаре в предварительно напряженных железобетонных конструкциях возникают дополнительные потери предварительного напряжения в арматуре, вызванные температурной усадкой и ползучестью бетона, релаксацией напряжений в арматуре при нагреве и различием температурного удлинения арматуры и бетона.

При огневом воздействии бетон на уровне продольной арматуры интенсивно прогревается и происходит темпера-

турная усадка бетона. Деформации температурной усадки обычного бетона даже при кратковременном нагреве больше, чем при нормальной температуре. Значение потерь предварительного напряжения от температурной усадки принималось 40 МПа.

Потери предварительного напряжения арматуры от релаксации напряжений в арматуре в результате развития пластических деформаций арматуры при нагреве зависят от величины напряжений в арматуре и температуры ее нагрева. Потери предварительного напряжения в арматуре от релаксации напряжений за 1—2 ч нагрева принимали $0,001 \Delta t_s \sigma_{sp}$. Предварительное напряжение в арматуре σ_{sp} определялось с учетом всех потерь при нормальной температуре.

Потери предварительного напряжения в арматуре от разности температурных деформаций бетона и арматуры принимались $(\alpha_{st} - \alpha_{bt}) \Delta t_s E_s \beta_s$, если $\alpha_{st} > \alpha_{bt}$.

Потери напряжения от разности температурных деформаций бетона и арматуры учитываются только при нагреве, так как при остывании эти деформации обратимы.

Средняя температура предварительно напряженной арматуры балок Б-2—Б-5 согласно проведенным испытаниям составляла через 10, 20, 30, 40 и 50 мин нагрева соответственно 75, 140, 200, 280 и 350°C. При нагреве дополнительные потери от температурной усадки бетона составили 40 МПа; от разности температурных деформаций бетона и арматуры при 140°C — 54 МПа и при 200°C — 215 МПа.

Предварительное напряжение в продольной стержневой горячекатаной арматуре класса А-IV через 30 мин огневого воздействия исчерпывается полностью. Балки, армированные высокопрочной проволокой периодического профиля класса Вр-II, дольше сохраняют предварительное напряжение, которое исчерпывается через 45 мин нагрева. Это объясняется большим значением предварительного напряжения в проволоочной арматуре по сравнению с горячекатаной стержневой (табл. 16).

Потери предварительного напряжения при нагреве выше 200°C происходят в основном в результате релаксации напряжений в арматуре и разности температурного расширения арматуры и бетона, величина которых составляет в среднем соответственно 35 и 50% общей потери для

Т а б л и ц а 16. Потери предварительного напряжения

Шифр образцов по табл. 1	σ_{p1} , МПа	σ_{p2} , МПа	Потери от ползучести бетона при нормальной температуре, σ_{cc} , МПа	Потери предварительного напряжения в арматуре балок при огневом воздействии					
				20 мин и $t_s = 140^\circ\text{C}$			40 мин и $t_s = 200^\circ\text{C}$		
				σ_{cc} , МПа	σ_{p1} , МПа	суммарные потери, МПа	σ_{cc} , МПа	σ_{p1} , МПа	суммарные потери, МПа
Б-2	529	337	108	41	82	222	46	179	480
	356	231	85	26	56	175	26	120	281
	340	237	63	19	53	166	19	115	389
Б-3	270	154	76	23	42	159	23	91	369
	436	335	62	19	68	181	19	147	411
	421	322	52	16	66	175	16	143	415
Б-4	460	346	75	22	72	188	22	156	433
	450	305	105	31	70	196	31	152	438
Б-5	928	818	70	21	145	160	21	314	590
	800	678	65	20	125	238	13	270	545
	820	703	78	23	128	245	23	278	556

Примечание: σ_{p1} — напряжение в продольной арматуре до обжатия бетона; σ_{p2} — то же, после окончания обжатия бетона; σ_{cc} — потери предварительного напряжения в арматуре при нагреве от ползучести бетона; σ_{pi} — то же, от релаксации напряжений в арматуре.

Т а б л и ц а 17. Потери предварительного напряжения в арматуре от кратко временного воздействия огня при пожаре

Шифр образцов по табл. 1	Предварительное напряжение в арматуре во время нагрева $\sigma_{\text{пр}}$, МПа	Напряжение в арматуре σ , МПа	Температура в арматуре $^{\circ}\text{C}$	Остаточные деформации арматуры после кратковременного действия огня и остывания, 10^{-5}	Потери, МПа	
					опытные	расчетные
Б-6	574	575	330	375	713	661
	574	575	373	372	707	758
Б-8	325	367	423	288	547	492
	325	367	453	318	604	566

стержневой арматуры и 50 и 38% — для высокопрочной проволоки. Релаксация напряжений в проволочной арматуре происходит интенсивнее, чем в стержневой при одной и той же температуре нагрева.

Из-за значительного развития пластических деформаций арматуры в балках Б-6 и Б-8 предварительное напряжение при нагреве до 330—450°C полностью погашается, и после испытания наблюдаются остаточные деформации (табл. 17).

ГЛАВА 5. ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРИ ПОЖАРЕ И ПОСЛЕ НЕГО

1. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ИЗ КЕРАМЗИТОБЕТОНА

Распределение температур. В плитах П-1, П-2 и П-3 весовая влажность керамзитобетона составляла 3—5,4%, что соответствует нормальной влажности керамзитобетона в конструкциях, находящихся в воздушно-сухих условиях эксплуатации.

Влажность керамзитобетона оказывает весьма существенное влияние на прогрев конструкции. Период нагрева плиты сопровождался испарением влаги из керамзитобетона со стороны необогреваемой поверхности и боковых граней. При этом на боковых гранях и необогреваемой поверхности плиты по трещинам просачивались вода и пар под давлением. Потери тепла, идущие для фазового превращения жидкости в пар, в 5,4 раза больше количества тепла, необходимого для нагрева воды до 100°C [1].

При нагреве керамзитобетон быстро прогревается до температуры 100°C, что приводит к существенному испарению влаги из бетона. На испарение влаги тратится большое количество тепла вследствие открытого парообразования, поэтому в зоне испарения влаги при 90—150°C наблюдается замедленный рост температуры в керамзитобетоне. Когда вся влага в этой зоне бетона испарится, температура вновь возрастает до тех пор, пока скорость фазового превращения жидкости в пар будет меньше или равна скорости переноса массы вещества. С углублением фронта испарения в керамзитобетоне возрастает гидродинамическое сопротивление перемещению пара и при большей скорости фазового превращения по сравнению со

скоростью переноса массы вещества возникает перепад давления.

При быстром нагреве из-за влажности быстро прогреваются нагреваемые небольшие слои керамзитобетона, а остальная его часть фактически остается не прогретой, что приводит к раннему появлению нормальных трещин в бетоне боковых граней плиты. Эти трещины возникли сначала в середине высоты грани и раскрывались к обогреваемой поверхности.

Для вычисления теоретических температур в керамзитобетоне был использован метод элементарных балансов. В плитах определяли температуру для каждого слоя керамзитобетона толщиной 10 мм.

Алгоритм теплотехнического расчета плит был разработан во ВНИИПО [10]. Реализация алгоритма для ЭВМ осуществляется по явной схеме в соответствии с особенностями разработанной программы машинного теплотехнического расчета. При этом расчет сводится к последовательному и взаимосвязанному вычислению температуры в каждом узле сетки через расчетный интервал времени. При решении уравнения теплопроводности во времени учитывали изменение теплофизических свойств керамзитобетона.

Расчет температур в керамзитобетоне плит от стандартного температурного режима производят при начальном условии, что температура керамзитобетона и внешней среды $t_e = 20^\circ\text{C}$.

Согласно стандартам ИСО 834 и СЭВ 1000-78 температура нагреваемой среды изменяется в зависимости от времени (табл. 18). Температуру среды у необогреваемой поверхности принимаем 20°C . Обогреваемые поверхности конструкции при пожаре подвергаются воздействию огня. Для них принимают одинаковые условия теплообмена с нагреваемой средой.

При расчете температур учитывается конвективный Q_c и лучистый Q_r теплообмен между обогреваемой средой и поверхностью конструкции [10]. Полный тепловой поток от нагреваемой среды к единице поверхности конструкции, кВт/м^2 , или $\text{ккал/}(\text{ч} \cdot \text{м}^2)$

$$Q = Q_c + Q_r. \quad (81)$$

Конвективный тепловой поток к единице поверхности определяется по формуле

Т а б л и ц а 18. Зависимость температуры стандартного пожара от времени

Время τ , ч-мин	$t, ^\circ\text{C}$	Время τ , ч-мин	$t, ^\circ\text{C}$	Время τ , ч-мин	$t, ^\circ\text{C}$
0-05	576	1-10	970	3-00	1110
0-10	679	1-20	990	3-15	1120
0-15	738	1-30	1000	3-30	1133
0-20	781	1-40	1025	3-45	1143
0-25	810	1-50	1035	4-00	1153
0-30	841	2-00	1049	4-15	1163
0-40	885	2-15	1067	4-30	1170
0-50	915	2-30	1082	4-45	1178
1-00	945	2-45	1097	5-00	1186

$$Q_c = \alpha_c(t - t_e). \quad (82)$$

Коэффициент теплообмена для обогреваемой поверхности $\alpha_c = 29 \text{ кВт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ или $25 \text{ ккал}/(\text{ч} \cdot \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$; для необогреваемой поверхности

$$\alpha_c = 1,5 \sqrt[3]{t_e - 20}. \quad (83)$$

Лучистый тепловой поток к единице поверхности

$$Q_r = 5,67 \epsilon_{red} \left(\frac{t_e + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{t + 273}{3} \right)^2, \quad (84)$$

где ϵ_{red} — приведенная степень черноты.

Для системы "обогреваемая среда — бетонная поверхность" $\epsilon_{red} = 0,56$ и для системы "воздух — необогреваемая бетонная поверхность" $\epsilon_{red} = 0,63$.

Для плит допускается пренебрегать теплообменом на торцах и считается, что температура изменяется только по толщине и решается одномерная задача теплопроводности.

Температура бетона и арматуры, $^\circ\text{C}$, в плите при одной обогреваемой поверхности определяется по формуле

$$t = 20 + 1200 (1 - r_1)^2. \quad (85)$$

Формула (85) применима при $x_1 \leq 0,7h$. В этой формуле вводится отношение условной толщины рассматриваемого слоя бетона x_1 от обогреваемой поверхности к толщине прогреваемого слоя бетона l :

$$r_1 = \frac{x_1}{l} = 1 - \sqrt{\frac{t_{cr} - 20}{1200}} \leq 1; \quad (86)$$

$$x_1 = a_n + \varphi_1 \quad a_{red}; \quad (87)$$

$$l = \sqrt{12 \quad a_{red} \tau}. \quad (88)$$

Толщина слоя бетона, прогреваемого до критической температуры $t_{cr}^{\circ}\text{C}$, определяется по формуле

$$a_n = r_1 l - \varphi_1 \sqrt{a_{red}}. \quad (89)$$

В формулах (86)—(89) приведенный коэффициент температуропроводности a_{red} , $\text{м}^2/\text{с}$, вычисляется по формуле (14). Время обогрева плиты τ принимается в часах. Коэффициент $\varphi_1 r^{1/2}$ зависит от плотности бетона. Для керамзитобетона плотностью 1530 кг/м^3 $\varphi_1 = 0,58$.

Условное расстояние, м, от обогреваемой поверхности плиты до ближайшего к ней края арматуры

$$x_1 = y_1 + \varphi_2 d_s + \varphi_1 \sqrt{a_{red}}, \quad (90)$$

где y_1 — расстояние, м, от обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края арматуры

$$y_1 = r_1 l - \varphi_1 \sqrt{a_{red}} - \varphi_2 d_s; \quad (91)$$

где φ_2 — коэффициент, зависящий от плотности бетона; для керамзитобетона плотностью 1530 кг/м^3 $\varphi_2 = 0,67$; d_s — диаметр арматуры, м.

Время, τ , достижения критической температуры в арматуре определяется по формуле

$$\tau = 1/12 \quad a_{red} \quad (x_1/r_1)^2. \quad (92)$$

По вышеприведенной методике были вычислены температурные поля в толще керамзитобетона плиты через каждые 10 мин нагрева.

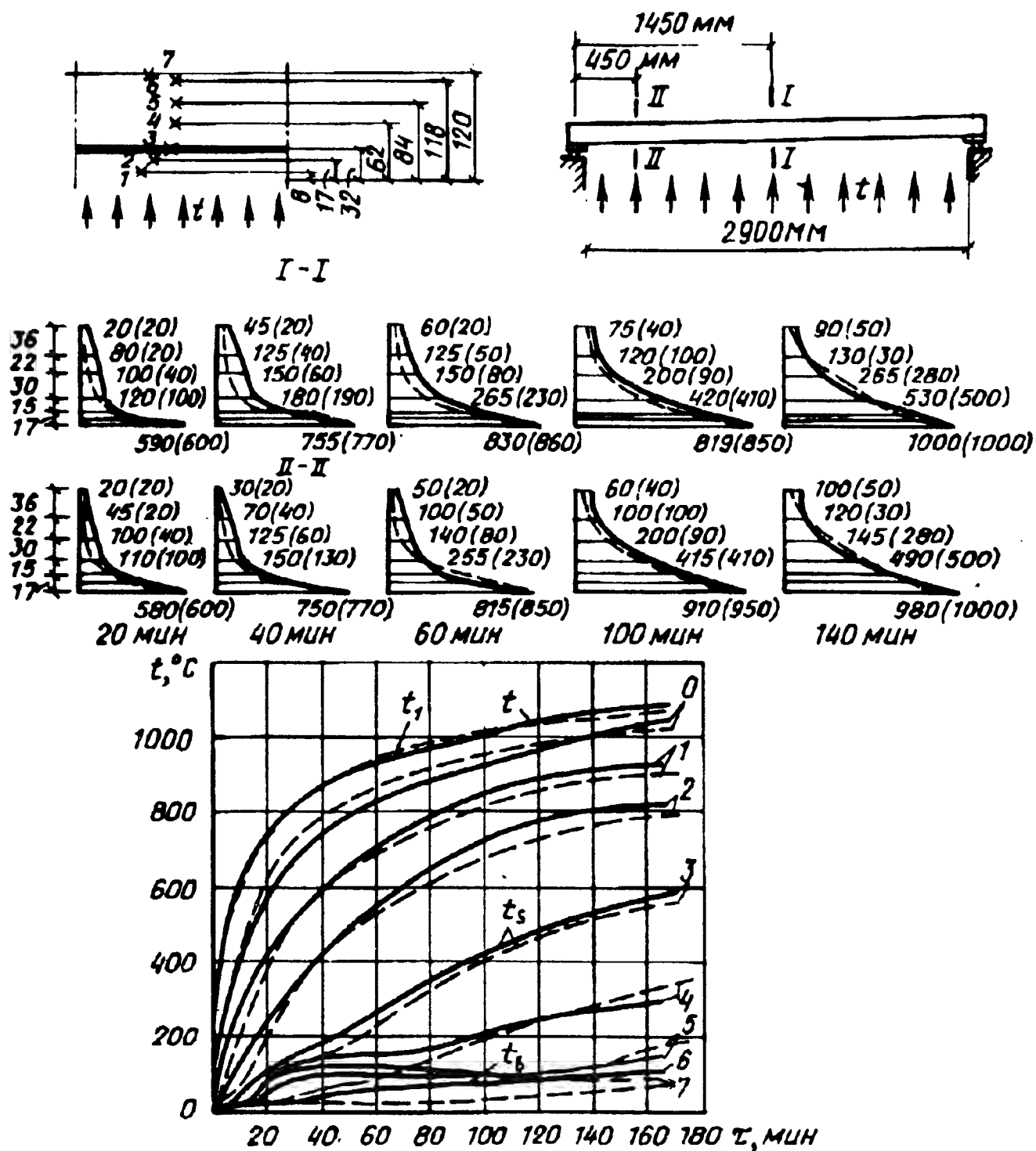


Рис. 20. Распределение температур по высоте плиты из керамзитобетона при одностороннем воздействии огня

t — стандартная кривая температурного режима; t_1 — действительная температура в печи; t_s — температура арматуры; t_b — температура крайнего сжатого волокна бетона; — — — опытные; - - - — теоретические

Метод элементарных тепловых балансов с использованием ЭВМ дает хорошую сходимость опытных и расчетных температур нагрева керамзитобетона и арматуры в плитах.

При быстром нагреве наблюдается значительный перепад температуры по сечению плит (рис. 20).

Температура в сечениях в середине пролета плиты и у опор отличается только в начальной стадии нагрева, а при дальнейшем нагреве она почти выравнивается.

Напряженно-деформированное состояние плит от неравномерного нагрева по высоте сечения. При одностороннем нагреве по высоте сечения свободно опертая плита деформируется в сторону воздействия температуры. Криволинейное распределение температуры по высоте плиты вызывает самоуравновешенную эпюру напряжений [10, 12]. На гранях плиты появляются напряжения сжатия, а в средней части высоты сечения — растяжения.

По мере повышения температурного перепада по высоте сечения увеличиваются деформации сжатия продольной арматуры и возрастают растягивающие деформации бетона в средней части до тех пор, пока напряжения в керамзитобетоне не достигнут величин, соответствующих прочности керамзитобетона на растяжение.

При огневых испытаниях плит без нагрузки видимые трещины на боковых поверхностях плиты появились в середине высоты на 15—20 мин нагрева, уменьшая сжатую зону бетона. При дальнейшем нагревании трещины распространялись до нагреваемой армированной грани плиты. Первые трещины в растянутой зоне плиты возникли в средней части пролета в нескольких местах и в дальнейшем образовались по всему пролету.

Для анализа напряженного состояния железобетонной плиты при огневом воздействии был использован алгоритм расчета напряжений на ЭВМ типа М-222. До появления трещин в бетоне плита по высоте сечения разбивалась на 8 частей.

В пределах каждой части считается, что модуль упругости и коэффициент температурного расширения керамзитобетона не изменяются, причем их значения зависят от температуры керамзитобетона в центре рассматриваемой части сечения. Площадь нагретого бетона и арматуры приводится к холодному наиболее прочному бетону [12]. Приведенную площадь i -той части сечения керамзитобетона и арматуры определяем по формуле (46) и приведенную площадь растянутой арматуры — по формуле (48).

Таким образом, рассматриваемую плиту можно представить как выполненную из бетона с постоянным модулем упругости, состоящую по высоте сечения из прямоугольных частей различной ширины, имеющих различный коэффициент температурного расширения.

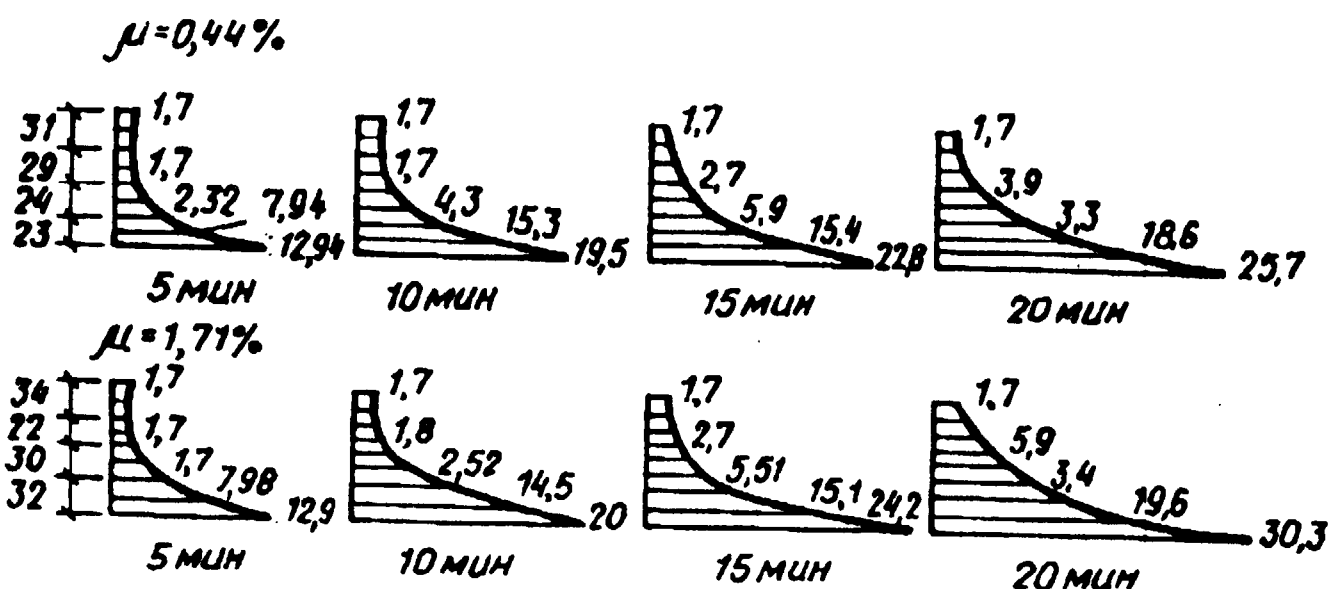


Рис. 21. Продольные деформации керамзитобетона $b_t 10^{-6}$ по высоте плиты от одностороннего воздействия огня

При нелинейном распределении температуры по высоте сечения в каждой части возникают нормальная сила N_{ti} и изгибающий момент M_{ti} . Приравнивая все силы на горизонтальную ось плиты и определив сумму моментов всех сил относительно горизонтальной оси, находим значение нормальной силы N_{ti} и изгибающего момента M_{ti} от воздействия температуры, возникающие в каждой части сечения,

$$N_{ti} = \sigma_{bti} A_i; \quad (93)$$

$$M_{ti} = [(1/r)_{ti} - (1/r)_t] E_{bti} I_{red,i}, \quad (94)$$

где $(1/r)_t$ — кривизна оси плиты от воздействия температуры, определяемая по формуле (70); σ_{bti} — напряжение в бетоне i -той части сечения плиты, определяемое по формуле (49).

Учитывая, что сумма статических моментов $\sum A_{red,i} I_{red,i}$ относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения, равняется нулю, и, суммируя силы N_{ti} каждой части, находим удлинение оси плиты от воздействия температуры. Удлинение оси плиты от воздействия температуры, когда в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси, определяем по формуле (61) и для участков плиты с трещинами в растянутой зоне — по формуле (69) (рис. 21).

Кривизна плиты от воздействия температуры, когда не имеется трещин в растянутой зоне, определяется по формуле (62) и после образования трещин в растянутой зо-

не — по формуле (70). При расчете кривизн плит из керамзитобетона на участках с трещинами в растянутой зоне при действии высокой температуры необходимо учитывать пластические деформации арматуры, которые проявляются по мере прогрева арматуры.

Коэффициент упругости арматуры ν_s , характеризующий упругопластические свойства растянутой арматуры, рекомендуется принимать в зависимости от температуры арматуры по табл. 9.

Напряжение в бетоне центра тяжести частей сечения от воздействия температуры при неравномерном криволинейном распределении температуры по высоте определяли из формулы (67). Вычисленные напряжения в керамзитобетоне от воздействия температуры в середине высоты сечения за 10—15 мин огневого воздействия достигали прочности керамзитобетона при растяжении.

Опытные кривизны от воздействия температуры определялись по деформации и прогибам плиты. Опытная кривизна от воздействия температуры по средним деформациям растянутой арматуры и сжатого бетона вычислялась по формуле

$$(1/r)_t = (\varepsilon_{st} + \varepsilon_{bt})/h_0, \quad (95)$$

По прогибам плиты в середине пролета — по формуле

$$(1/r)_t = 8 f_t/l^2, \quad (96)$$

Образование и раскрытие трещин в растянутой зоне способствовало увеличению деформаций в растянутой арматуре и в сжатой зоне бетона и кривизны от воздействия температуры. На рост кривизны от воздействия температуры существенное влияние оказывал процент армирования: чем меньше процент армирования плит, тем выше интенсивность роста кривизн от воздействия температуры. За 60 мин нагрева опытная кривизна от воздействия температуры в плитах с $\mu = 0,44\%$ была на 30—35% больше, чем кривизна в плитах с $\mu = 1,71\%$; через 100 мин нагрева это расхождение составляет около 50%. Перед наступлением предела огнестойкости наблюдается резкое увеличение кривизны из-за развития пластических деформаций арматуры и бетона сжатой зоны.

Теоретические температурные кривизны, вычисленные по формуле (62), удовлетворительно совпадают с опытными (рис. 22). Максимальное отклонение теоретических от опытных кривизн не превышает 25%.

Деформации продольной арматуры и бетона сжатой зоны от равномерно распределенной нагрузки и собственного веса плиты по длине пролета развивались неравномерно, увеличиваясь к средней части пролета плиты, где был наибольший изгибающий момент. От эксплуатационной равномерно распределенной нагрузки деформации растянутой арматуры для плит с $\mu = 0,44\%$ составили $0,1 \cdot 10^{-5}$, а для плит с $\mu = 1,71\%$ — $0,06 \cdot 10^{-5}$; деформации крайнего волокна сжатой зоны керамзитобетона составили для всех плит $0,02 \cdot 10^{-5}$ (рис. 23). При одновременном воздействии внешней эксплуатационной нагрузки и одностороннего нагрева в плите наблюдается дальнейшее развитие деформаций растянутой арматуры и сжатого керамзитобетона из-за снижения модуля упругости и развития пластических деформаций арматуры и керамзитобетона при нагреве.

Средние относительные деформации растянутой арматуры и крайнего волокна бетона сжатой зоны развивались в зависимости от значения температуры, процента армирования, нагрузки и толщины защитного слоя бетона.

При огневом воздействии, когда температура арматуры не превышает 350°C , деформации арматуры развиваются в основном вследствие температурного расширения стали. При 350°C деформации арматуры в 6—7 раз превышали деформации арматуры от эксплуатационной нагрузки, а деформации крайнего волокна сжатой зоны бетона увеличивались почти в 10 раз. Но по абсолютной величине они были примерно в 4 раза меньше деформаций арматуры.

При температуре выше 350°C начинают интенсивно проявляться пластические деформации в арматуре от нагрузки. При достижении в арматуре критических температур предел текучести снижается до значения рабочих напряжений. При этом деформации растянутой арматуры в зоне максимального изгибающего момента составляет 1,2—1,4%. При одновременном воздействии внешней нагрузки и неравномерного нагрева для плит с $\mu = 0,44\%$ деформации крайнего сжатого волокна керамзитобетона при достижении предела огнестойкости составили 0,2—0,25% и для плит с $\mu = 1,71\%$ — 0,3—0,35%.

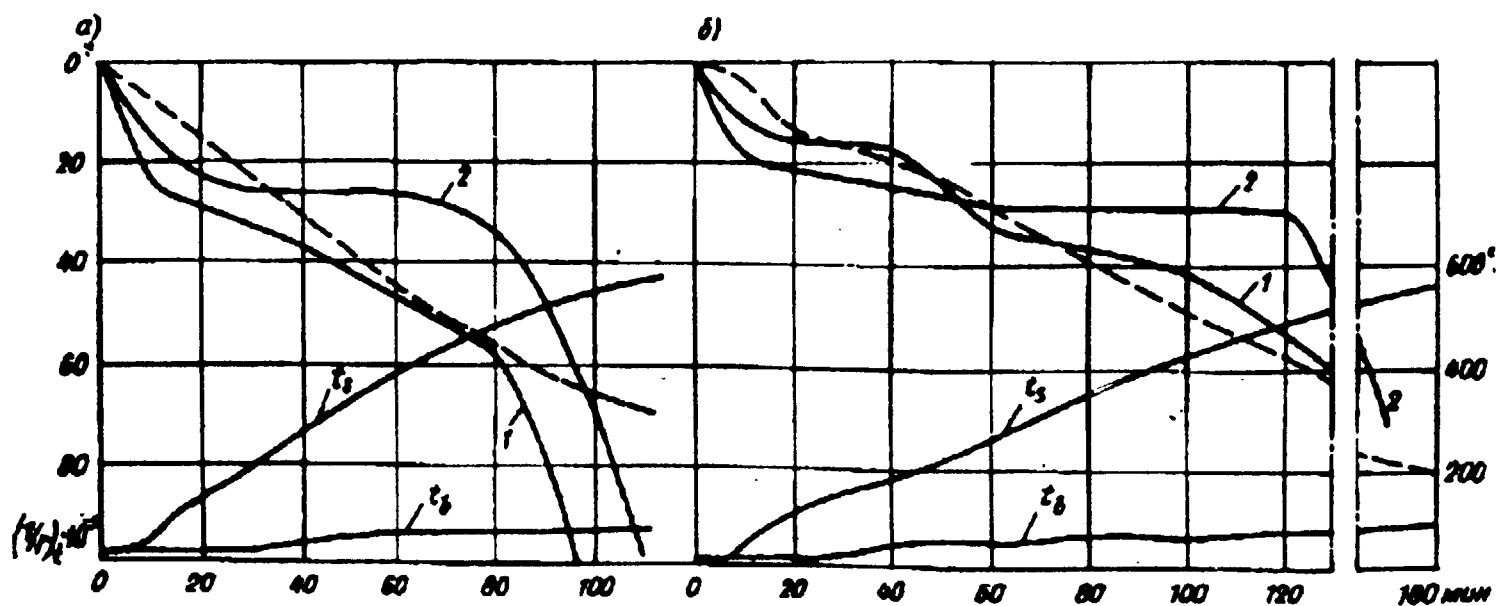


Рис. 22. Температурная кривизна $(1/r) \cdot 10^{-5}$ плиты

a — $\mu = 0,44\%$; b — $\mu = 1,71\%$ при одностороннем воздействии огня; 1 — по деформациям арматуры и крайнего волокна бетона; 2 — по прогибу; t_s — температура арматуры; t_b — температура крайнего сжатого волокна бетона

В плитах с $\mu = 0,44\%$ при нагреве от эксплуатационной нагрузки деформации арматуры составляют всего 5—7%: деформации от температурного расширения арматуры — 50—57%, пластические деформации арматуры — 37—43%. В плитах с $\mu = 1,71\%$ эти значения, соответственно составили 5—7, 66—67 и 23%.

Теоретические деформации растянутой арматуры и крайнего сжатого волокна бетона плит вычисляли с учетом изменения механических и деформативных свойств арматуры и керамзитобетона от нагрева. Полные деформации растянутой арматуры состоят в основном из деформаций от эксплуатационной нагрузки с учетом снижения модуля упругости арматуры при нагреве, деформаций от температурного расширения и пластических деформаций арматуры.

Деформации от нагрузки в сечении с трещиной определяли по формуле

$$\varepsilon_s = M / (A_s E_s t z). \quad (97)$$

Плечо внутренней пары сил z вычисляли по формуле

$$z = h_0 (1 - 0,5\xi), \quad (98)$$

где ξ — относительная высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной определяется по формуле

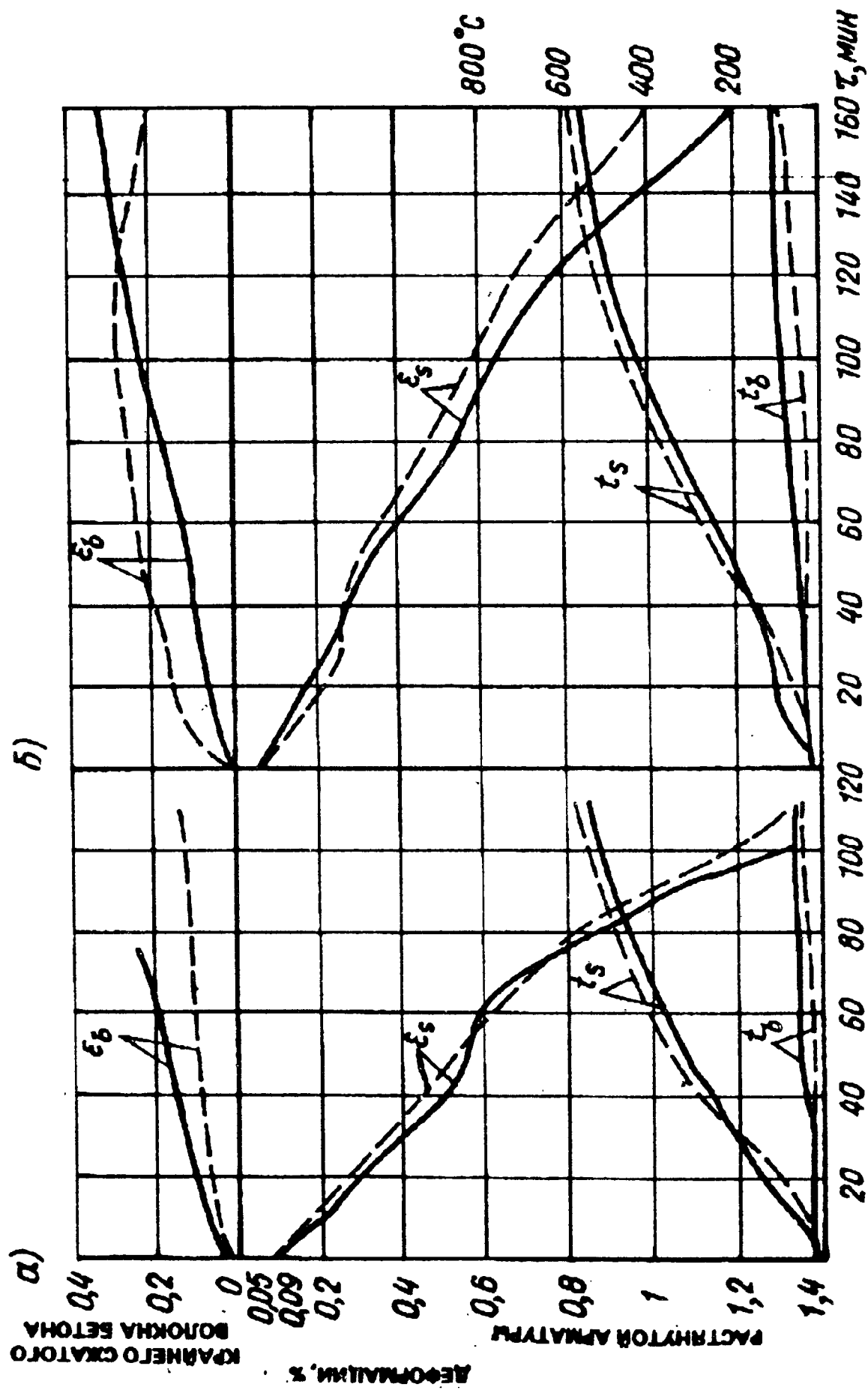


Рис. 23. Деформации растянутой арматуры ϵ_s и крайнего сжатого волокна бетона ϵ_b при одностороннем воздействии огня в плитах

а — $\sigma_{\mu} = 0,44\%$; б — $\sigma_{\mu} = 1,71\%$; t_b — температура арматуры; t_s — температура крайнего сжатого волокна бетона

— опытная; --- — теоретическая

$$\xi = 1/1,8 + (1 + 5\delta)/(10\mu\alpha); \quad (99)$$

$$\alpha = E_s\beta_s/(E_b\beta_b); \quad (100)$$

$$\delta = M/(bh_0^2R_{b,ser}). \quad (101)$$

Коэффициенты β_s и β_b принимаются по табл. 8 и по формуле (8) в зависимости от температуры растянутой арматуры.

Средние деформации арматуры в бетоне на участках между трещинами определялись по формуле

$$\varepsilon_s = M \psi_s / (A_s \nu_s E_s \beta_{sz}), \quad (102)$$

где ψ_s — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, определяется по формуле

$$\psi_s = 1,25 - 0,6 M_{crc}/M_r \quad (103)$$

При вычислении деформаций растянутой арматуры значение ψ_s при температуре нагрева выше 300—400°C можно принять равным единице, так как в предельном состоянии все растягивающие усилия от нагрузки принимает арматура.

Для стадий, близких к разрушению, учитывали развитие пластических деформаций арматуры коэффициентом ν_s по табл. 9.

Вычисленные по формулам (97), (102) деформации арматуры от нагрузки при температурном воздействии совпали с опытными. В отдельных плитах, особенно с $\mu = 1,71\%$ при температуре нагрева арматуры выше 350—400°C это расхождение составляет около 20%. По-видимому, к такому расхождению привели методики измерения и вычисления деформаций арматуры при высоких температурах, которые требуют дальнейшего уточнения.

Средние деформации крайнего волокна сжатой зоны керамзитобетона в плитах определяли по формуле

$$\varepsilon_b = - M \psi_b / h_0 b E_b \beta_b \nu_b \xi z, \quad (104)$$

где ψ_b — коэффициент, учитывающий неравномерность деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона на участках между трещинами в растянутой зоне, принимается 0,9; z — плечо внутренней пары сил, определяемое по формуле (98); ξ — относительная высота сжатой зоны

бетона в сечении с трещиной, вычисляется по формуле (99); ν — коэффициент упругости керамзитобетона при расчете изгибаемых элементов, определяемый по формуле (9).

Для плит с $\mu = 0,44\%$ теоретические деформации крайнего волокна сжатого керамзитобетона при одновременном воздействии внешней нагрузки и одностороннего нагрева оказались меньше опытных. По мере увеличения температуры нагрева сжатого бетона разница между теоретическими и опытными деформациями увеличивалась и перед наступлением предела огнестойкости составила около 30—40%.

В плитах с $\mu = 1,71\%$ в начале нагрева теоретические деформации крайнего волокна сжатого керамзитобетона больше, чем опытные. Однако перед наступлением предельного состояния опытные деформации превышали теоретические. По-видимому, занижение теоретических деформаций сжатой зоны керамзитобетона для плит с $\mu = 0,44\%$ вызывается большей деформативностью загруженного керамзитобетона при нагреве. При наличии внешней нагрузки в сжатом керамзитобетоне увеличиваются деформации усадки, которые еще недостаточно полно учитываются в расчете.

После нагрева плит до температуры арматуры на 50°C меньше критической и остывания под нагрузкой остаточные необратимые деформации арматуры составили 25—33%, а обратимые — 75—67% полной деформации. Для плит, нагреваемых без нагрузки при остывании, остаточные необратимые деформации арматуры составили 10—12% и крайнего волокна керамзитобетона в сжатой зоне 2—6% общей деформации.

С повышением температуры после появления трещин в растянутой зоне плит жесткость сечения уменьшается (рис. 24), в основном из-за раскрытия трещин и увеличения деформаций растянутой арматуры и сжатого бетона.

Опытные значения жесткости плит вычислялись по опытным кривизнам от нагрузки по формуле

$$B = M / (1/r) - (1/r)t, \quad (105)$$

где $(1/r)_t$ — опытные значения кривизны, определяемые по формулам (95) и (96).

Для плит с $\mu = 0,44\%$ за 10—15 мин огневого воздействия при температуре арматуры около 100°C жесткость

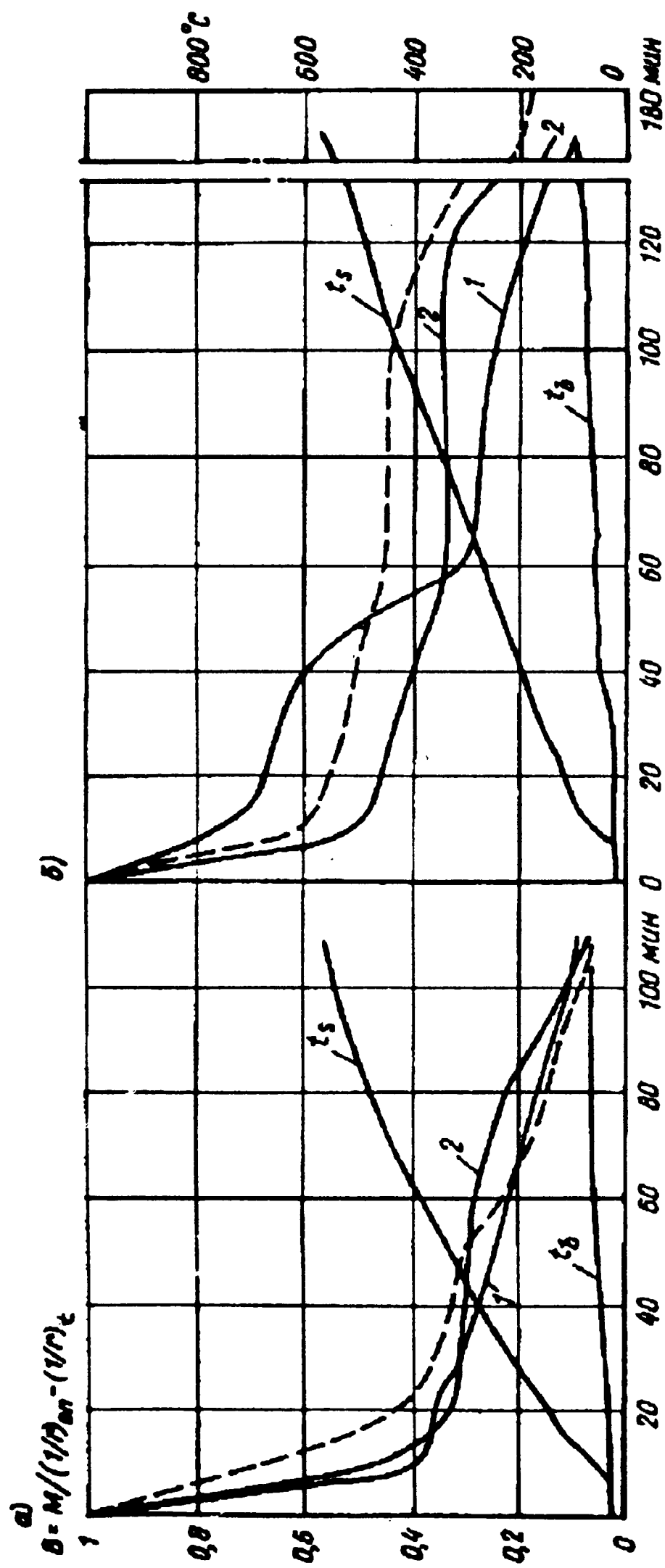


Рис. 24. Жесткость железобетонных плит

a — $\mu = 0,44\%$; b — $\mu = 1,71\%$ при эксплуатационной нагрузке и одностороннем воздействии огня; 1 — по деформациям;

2 — по прогибу; t_s — температура арматуры; t_b — температура бетона

— — опытная; - - - — теоретическая

резко снижается. Это снижение составляет 55—60% начальной жесткости и при дальнейшем нагреве наблюдается замедление снижения жесткости. При температуре нагрева растянутой арматуры около 500°C жесткость сечения плиты уменьшается на 60%.

Для плит с $\mu = 1,71\%$ при температуре нагрева арматуры около 100°C жесткость снижается на 40—45%. При температуре нагрева растянутой арматуры 400—500°C жесткость сечения плиты снижается на 60—65%.

По длине пролета момент от внешней равномерно распределенной нагрузки и собственного веса изменялся и имелись сечения с трещинами и без трещин в растянутой зоне при нагреве. В этом случае расчетом определяем теоретическую приведенную жесткость сечения плиты.

$$B_{red} = B + (B_1 - B)\varphi_m, \quad (106)$$

где φ_m — коэффициент приведения, определялся по формуле

$$\varphi_m = \exp^{(-M - M) / 1,25 M} ; \quad (107)$$

B — жесткость сечения без трещин при кратковременном нагружении, вычисляют по формуле

$$B = 0,8 E_b \beta_b I_{red}. \quad (108)$$

При наличии в сечении трещин жесткость находится по формуле

$$B = h_0 z / [\psi_s / E_s \beta_s \nu_s A_s + \psi_b / \xi b h_0 E_b \beta_b \nu], \quad (109)$$

Снижение жесткости сечения при нагреве, когда в растянутой зоне отсутствуют трещины, учитывается коэффициентом β_b изменения модуля упругости бетона при нагреве, который определяется по формуле (8).

При расчете жесткости сечения с наличием трещин в растянутой зоне учитывается снижение модуля упругости арматуры при нагреве с коэффициентом β_s и развитие пластических деформаций арматуры при нагреве с коэффициентом упругости арматуры ν_s , значения которых принимаются по табл. 8 и 9. Кроме того, учитывается увеличение упругих и пластических деформаций керамзитобетона при нагреве коэффициентами β_b и ν , ко-

торые определяются по формулам (8) и (9). Значения z и ξ вычисляются по формулам (98) и (99).

Теоретические значения жесткости удовлетворительно совпадают с опытными. При температуре нагрева арматуры 250—400°C теоретические значения жесткости отличаются от опытных на 20—25%. При дальнейшем нагреве разница между опытным и теоретическим значением жесткости уменьшается.

Из проведенных опытов видно, что при неравномерном нагреве из-за криволинейного распределения температуры в керамзитобетоне по высоте плиты возникают напряжения, которые способствуют раннему образованию трещин. После появления трещин в растянутой зоне кривизна от воздействия температуры резко увеличивается. От внешней нагрузки при кратковременном воздействии огня после образования трещин наблюдается значительное увеличение средних относительных деформаций растяжения арматуры. Чем меньше процент армирования, тем больше интенсивность роста деформаций арматуры при нагреве. При нагреве жесткость плит резко снижается.

После нагрева и остывания под эксплуатационной равномерно распределенной нагрузкой плиты из керамзитобетона имеют остаточные необратимые деформации арматуры.

Прогибы железобетонных плит из керамзитобетона от равномерно распределенной нагрузки в середине пролета составили 9—11 мм для плиты с $\mu = 0,44\%$ и 10—12 мм для плит с $\mu = 1,71\%$.

При нагреве прогибы керамзитобетонных плит развивались в зависимости от значения нагрузки, процента армирования и температуры растянутой арматуры. В начале нагрева до температуры в арматуре 350°C прогиб в середине пролета возрастает в основном из-за температурного расширения арматуры и бетона. При дальнейшем увеличении температуры наблюдается увеличение прогиба плиты из-за развития пластических деформаций продольной арматуры, которые зависят от внешней нагрузки и температуры нагрева арматуры. Увеличение прогиба плиты из-за развития пластических деформаций растянутой арматуры является необратимым.

Прогиб плиты с $\mu = 0,44\%$ за 90 мин нагрева составил 110 мм, а за 110 мин — 160—200 мм. Прогиб плит с $\mu = 1,71\%$ за 120 мин нагрева составил 90—110 мм, а за

160 мин — 150—160 мм. Прогибы керамзитобетонных плит в момент наступления предела огнестойкости (пластического шарнира) были в 19—20 раз больше, чем прогибы в холодном состоянии от эксплуатационной нагрузки (табл. 19).

После нагрева арматуры до температуры на 50°C меньше критической и последующего охлаждения плита имела необратимый остаточный прогиб, вызванный развитием пластических деформаций растянутой арматуры и бетона сжатой зоны при нагреве.

После огневого воздействия в остывшем состоянии под эксплуатационной нагрузкой остаточные прогибы плит с $\mu = 0,44\%$ составляют 26—29 мм, а для плит с $\mu = 1,71\%$ — 30—32 мм, что примерно 30% полного прогиба.

При разгрузке остывшей плиты прогиб уменьшался до 16—18 мм (табл. 20). После 15-минутной выдержки плиту заново нагружали, при этом прогиб возрастал, но был меньше на 7—10%, чем прогиб после первого нагружения. После повторного разгрузки плиты были оставлены без нагрузки на 48 ч.

После нагрева плит до температуры в арматуре примерно на 50°C меньше критической температуры нагрева и последующего охлаждения плиты имели необратимые остаточные прогибы 1/112 1/90/ и они были больше допустимых. Остаточная жесткость составила 27%, что более допустимой на 7%. Все это свидетельствовало о том, что плиты после такого нагрева не могут быть допущены для дальнейшего применения.

Для того чтобы плиты после огневого воздействия могли быть повторно использованы, температура арматуры должна быть примерно на 100°C меньше критической и время огневого воздействия должно быть на 15—20% меньше, чем было в опыте.

Прогибы плит без внешней нагрузки при нагреве растянутой арматуры до $550—570^{\circ}\text{C}$ составили 67—85 мм. Остаточные прогибы этих плит в охлажденном состоянии равнялись 4—7 мм.

Прогиб железобетонной плиты состоит из прогибов от собственного веса, эксплуатационной нагрузки и от неравномерного распределения температуры по высоте сечений. Прогиб свободно опертой плиты от неравномерного распределения температуры по высоте сечения определяется из

Т а б л и ц а 19. Прогиб плит в середине пролета при нагреве до разрушения

Процент армирования, %	Критическая температура нагрева арматуры, °С		Прогиб от эксплуатационной нагрузки, мм		Прогиб от перепада температуры по высоте сечения при пределе огнестойкости, мм	Прогиб от эксплуатационной нагрузки и перепада температуры		Погрешность, %
	опытная	теоретическая	при нормальной температуре	при пределе огнестойкости		опытный	теоретический	
0,44	510	563	8	92,9	73,1	200	166	17
0,44	510	593	10	92,9	73,1	190	166	12,6
1,71	545	646	16	70,6	87,9	200	158,6	20,7
1,71	570	650	16	70,8	87,9	186	258,6	14,7

Т а б л и ц а 20. Прогиб плит в середине пролета при нагреве и охлаждении

Процент армирования, %	Температура арматуры в момент включения печи, °С	Прогиб, мм		Прогиб после остывания, мм					Пределно допустимый прогиб, мм
		от нагрузки при нормальной температуре	от нагрузки и одностороннего нагрева	под нагрузкой	без нагрузки	при торном нагружении	при торном разгрузжении	через 48 ч после торной разгрузки	
0,44	520	11	84	26	16	24	15	7	14,5
0,44	475	9	90	29	18	27	17	9	14,5
1,71	500	12	90	32	18	30	20	11	14,5
1,71	510	10	95	30	16	17	15	8	14,5

формулы (96). На основании опытных данных для приближенного вычисления температурной кривизны в момент наступления предела огнестойкости можно пользоваться формулой (70).

Прогибы плиты от собственного веса и равномерно распределенной нагрузки определялись по формуле

$$f = 5M_q l^2 / 48B, \quad (110)$$

где M_q — изгибающий момент от собственного веса и равномерно распределенной нагрузки; B — жесткость сечения, определяемая до появления трещин по формуле (108) и после появления трещин — по формуле (109).

Прогибы плит были рассчитаны на электронно-вычислительной машине типа М-222 через каждые 10 мин огневого воздействия.

При расчете прогибов по формуле (110) жесткость B определялась с учетом изменения прочности, модуля упругости и развития пластических деформаций арматуры и бетона в зависимости от температуры. Теоретические прогибы достаточно совпадают с опытными. Это свидетельствует о том, что принятые коэффициенты ν_s и β_s по СНиП 2.03.04—84, а также ν и β_b по испытанным призмам [23] достоверны и достаточно точно учитывают влияние температуры на изменение упругопластических свойств арматуры и керамзитобетона. Таким образом, прогибы плит в момент наступления предела огнестойкости были в 19—20 раз больше прогибов плит в холодном состоянии под эксплуатационной нагрузкой.

После нагрева и последующего остывания керамзитобетонные плиты имели необратимый остаточный прогиб, равный 30—35% полного прогиба, вызванный развитием пластических деформаций растянутой арматуры и бетона сжатой зоны при нагреве. Прогибы плит, испытанных под эксплуатационной нагрузкой при температуре нагрева растянутой арматуры 550°C, в 2,5—3 раза больше прогибов плит, испытанных без нагрузки при той же температуре нагрева арматуры.

Огнестойкость железобетонных плит из керамзитобетона. Огневые испытания показали, что при достижении предела огнестойкости разрушение плит из керамзитобетона с $\mu = 0,44\%$ происходило по нормальному сечению в

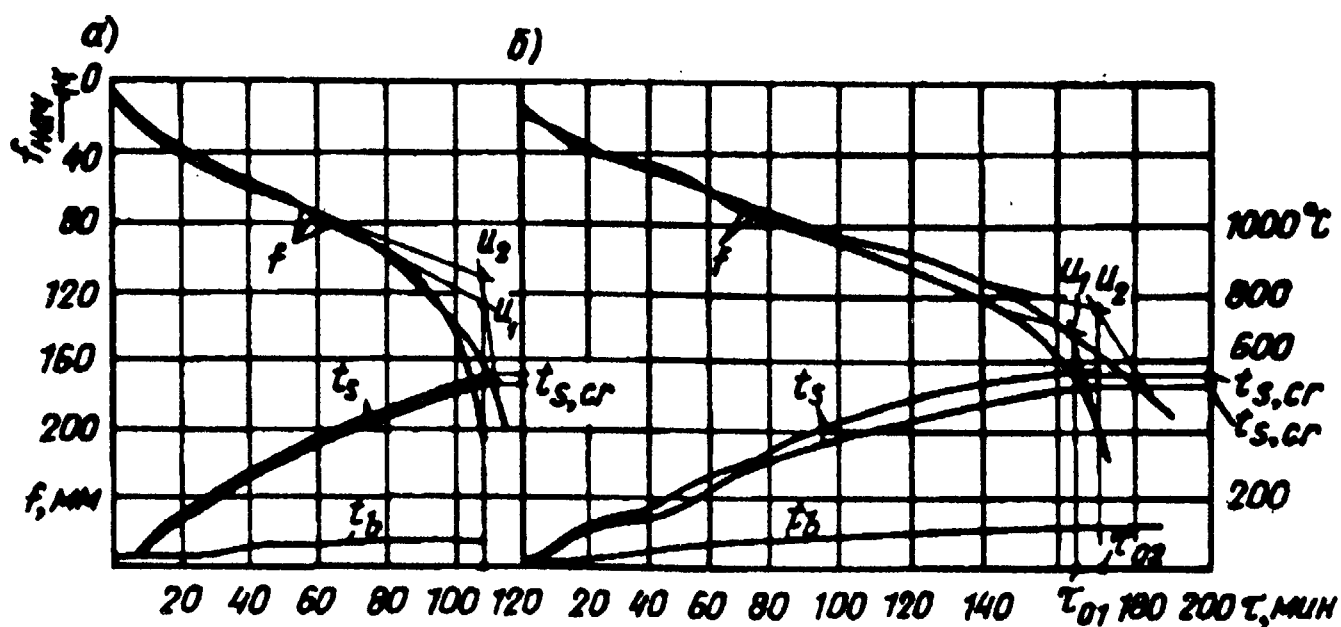


Рис. 25. Определение предела огнестойкости плит по их прогибам при одностороннем воздействии огня

a — $\mu = 0,44\%$; b — $\mu = 1,71\%$; f — прогиб; t_s — температура арматуры; t_b — температура бетона; $t_{s,cr}$ — критическая температура арматуры; u — предел огнестойкости при образовании пластического шарнира в растянутой зоне

растянутой зоне из-за образования пластического шарнира в середине пролета и снижения сопротивления растяжению в арматуре до величины рабочего напряжения. Предел огнестойкости этих плит при нагрузке 0,5 разрушающей составил 1 ч 48 мин при критической температуре арматуры 545°C .

Момент образования пластического шарнира в растянутой зоне плиты определялся графической точкой u пересечения касательных к кривым прогибов перед началом и после резкого их увеличения (рис. 25). Предел огнестойкости плит принимался по времени нагрева до образования пластического шарнира в середине пролета.

Плиты из керамзитобетона с $\mu = 1,71\%$ при достижении предела огнестойкости разрушались по нормальному сечению в сжатой зоне бетона в середине пролета при температуре арматуры 558°C , т.е. прежде чем в растянутой арматуре наступил предел текучести (см. рис. 25). Предел огнестойкости этих плит при нагрузке 0,3 разрушающей в среднем составил 2 ч 48 мин. Деформации крайнего волокна сжатой зоны бетона при этом составили 0,3—0,35%.

В соответствии с характером разрушения железобетонных плит по нормальным сечениям рассмотрены два случая расчета предела огнестойкости.

Предел огнестойкости наступает из-за образования пластического шарнира в растянутой зоне. Предел теку-

части арматуры от нагрева снижается до действующих напряжений. В этот момент начинается интенсивное развитие деформаций арматуры и раскрываются трещины в растянутой зоне.

Расчет прочности при нагреве производится при

$$\xi = x/h_0 \leq \xi_R. \quad (111)$$

При этом справедливо следующее неравенство:

$$M \leq \gamma_{st} R_{sn} A_s (h_0 - 0,5x), \quad (112)$$

где γ_{st} — коэффициент снижения сопротивления арматурной стали, определяемый по табл. 7; ξ_R — граничное значение относительной высоты сжатой зоны.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны определяется по формуле

$$\xi_R = \omega / (1 + R_{sR} / 400 \gamma_{st}) (1 - \omega / 1,1), \quad (113)$$

где γ_{st} — коэффициент изменения предельного напряжения в арматуре сжатой зоны в зависимости от температуры принимается по табл. 7; ω — характеристика сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$\omega = 0,8 - 0,0008 R_b' \gamma_{bt}, \quad (114)$$

где γ_{bt} — коэффициент снижения прочности керамзитобетона при нагреве, вычисляемый по формуле (6).

При достижении растянутой арматурой критической температуры коэффициент $\gamma_{st,cr}$, учитывающий снижение предела текучести до действующих напряжений, определяется по формуле

$$\gamma_{st,cr} = M / R_{sn} A_s (h_0 - 0,5x) = \gamma_{bt} R_{bn} b x / R_{sn} A_s. \quad (115)$$

При этом высота сжатой зоны бетона находится по формуле, предлагаемой в работе [1],

$$x = h_0 [1 - \sqrt{1 - (2M / \gamma_{bt} R_{bn} b h_0^2)}]. \quad (116)$$

Критическая температура нагрева растянутой арматуры для плит из керамзитобетона с плотностью, равной

1530 кг/м³, и с защитным слоем бетона 20—30 мм определяется по формуле

$$t_{s,cr} = 825 - 590\gamma_{st,cr}. \quad (117)$$

Формула справедлива для плит из керамзитобетона, армированных горячекатаной низколегированной арматурной сталью класса А-III.

Определив критическую температуру нагрева арматуры, решили статическую задачу. Теперь надо найти минимальный промежуток времени от начала возникновения пожара и до нагрева растянутой арматуры до критической температуры. Для этого решаем теплотехническую часть задачи.

Вычислив минимальный промежуток времени от начала возникновения пожара до нагрева растянутой арматуры до критической температуры, принимаем его за предел огнестойкости плиты при разрушении по растянутой арматуре.

Предел огнестойкости наступает из-за разрушения сжатой зоны бетона, а напряжения в растянутой арматуре не достигают предела текучести. Разрушение керамзитобетона в сжатой зоне происходит при достижении предельной сжимаемости крайнего волокна керамзитобетона.

Для плит с $\mu = 1,71\%$, разрушавшихся по сжатой зоне, относительная высота $\xi > \xi_R$. Прочность таких плит рассчитывается по формуле

$$M \leq \gamma_{bt} R_{bn} b x (h_0 - 0,5x), \quad (118)$$

где

$$x = \varepsilon_b h_0 / (\varepsilon_b + \varepsilon_s), \quad (119)$$

ε_s — деформация растянутой арматуры в нагретом состоянии; ε_b — предельная деформация сжимаемости керамзитобетона в крайнем сжатом волокне плиты.

Если расчет сечения производится по формуле (112), то вместо R_{sn} вводится напряжение σ_s , которое не достигает нормативного сопротивления арматуры вследствие разрушения сжатой зоны бетона

$$\sigma_s = \gamma_{st} R_{sn} [2(1 - x/h_0) / (1 - \xi_R) - 1]. \quad (120)$$

Зная напряжения в арматуре, вычисляют предел огнестойкости изгибаемого элемента так же, как при разрушении по первому случаю. Если несущая способность изгибаемого элемента из керамзитобетона при нагреве находится по формуле (118), то для того чтобы вычислить предел огнестойкости изгибаемого элемента, сначала теплотехническим расчетом определяют температуру нагрева арматуры и крайнего сжатого волокна керамзитобетона при нагреве, например, в течение 120, 160 и 200 мин.

Зная температуру арматуры и бетона, по формуле (118) определяют моменты, которые может выдержать данный элемент с учетом изменения деформаций и нормативных сопротивлений керамзитобетона и арматуры при нагреве 120, 160 и 200 мин.

Для заданного момента от эксплуатационной нагрузки по графику находят момент, который может выдержать сечение при нагреве. Время нагрева, соответствующее этому моменту, принимается за расчетный предел огнестойкости изгибаемого элемента.

Сравнивая теоретические и опытные значения критической температуры нагрева растянутой арматуры $t_{st,cr}$ в момент достижения предела огнестойкости плит с $\mu = 0,44\%$, видно, что они удовлетворительно совпадают. Для плит с $\mu = 1,71\%$ теоретические значения критической температуры нагрева арматуры на 15—20% выше опытной. Это объясняется тем, что из-за разрушения сжатой зоны температура в арматуре не достигла критической (табл. 21).

Значение критической температуры зависит от напряжения в арматуре. Чем больше напряжения в арматуре, тем меньше критическая температура ее нагрева.

Совпадение расчетных и опытных пределов огнестойкости плит свидетельствует о достаточно надежном определении теплотехнических и физико-механических свойств керамзитобетона и арматуры при нагреве. Опыты показали, что плиты из керамзитобетона класса В20 с влажностью 4,2—4,5% не имеют взрывообразного разрушения бетона при воздействии огня. Увеличение армирования плит с 0,44 до 1,71% повышает предел огнестойкости керамзитобетонных плит в 1,6 раза.

Было проведено сравнение пределов огнестойкости железобетонных плит из керамзитобетона с аналогичными плитами из тяжелого бетона на гранитном щебне [2] при

Таблица 21. Расчетные и опытные пределы огнестойкости плит

Процент армирования, %	Равномерно распределенная нагрузка, кН/м	Момент в середине пролета, кН·м	Защитный слой бетона до центра тяжести арматуры, мм	Рабочая высота плиты, мм	Значение внешней нагрузки в долях от разрушающей	Критическая температура арматуры, °С				Предел огнестойкости, ч-мин		
						опытная	расчетная	расхождение, %	опытный	расчетный	расхождение, %	
0,44	10	1113	23	95	0,49	545	536	1,6	1—48	1—43	-4,6	
0,44	10	1113	23	95	0,49	536	536	0	1—48	1—43	-4,6	
1,71	22	2413	31	89	0,29	554	650	19	2—44	3,14	+18,2	
1,71	22	2413	32	86	0,3	570	645	13	2—50	3,08	+10,6	

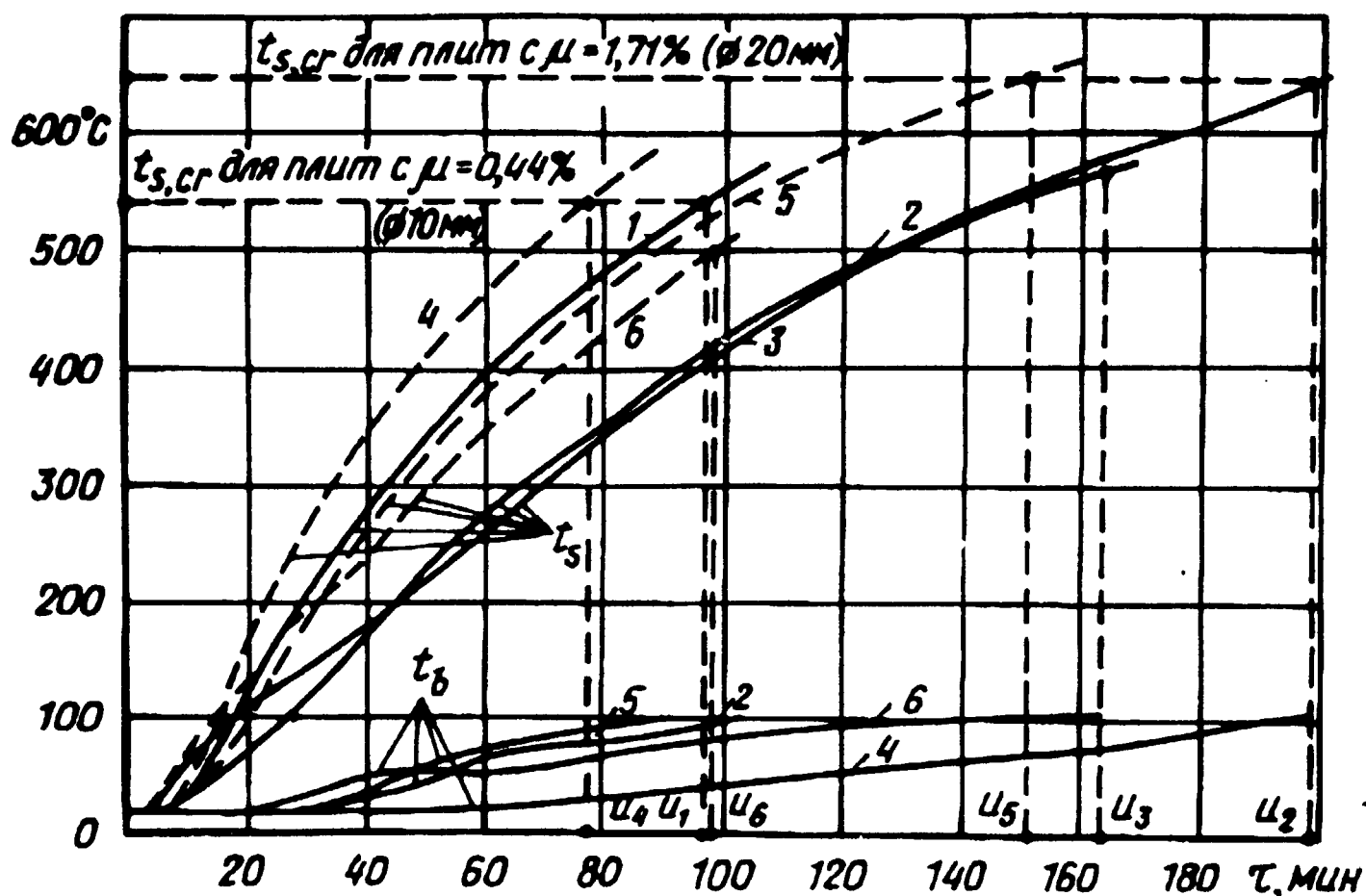


Рис. 26. Пределы огнестойкости железобетонных плит при одностороннем воздействии огня

u_1, u_2, u_3 — из керамзитобетона; u_4, u_5, u_6 — из тяжелого бетона; t_s — температура растянутой арматуры; t_b — температура крайнего сжатого волокна бетона; 1, 4 — плиты с защитным слоем бетона 23 мм; 2, 3, 5, 6 — плиты с защитным слоем бетона 30 мм; $t_{s, cr}$ — критическая температура арматуры

одиноковых защитных слоях, процентах армирования, классах бетона и внешней нагрузки (рис. 26), при расчетных критических температурах нагрева арматуры. За 60 мин огневого воздействия у плит из керамзитобетона при защитном слое 30 мм температура прогрева арматуры в среднем на 25% меньше и время прогрева на 30% больше, чем у плит из тяжелого бетона.

Температура нагрева арматуры у плит из керамзитобетона с $\mu = 0,44\%$ при защитном слое 23 мм на 15% меньше, чем у плит из тяжелого бетона. Критическая температура нагрева арматуры у этих плит отличается на 20—30%. Чем меньше защитный слой бетона, тем меньше разница в прогреваемости растянутой арматуры у плит из керамзитобетона и тяжелого бетона. С увеличением защитного слоя возрастает разница в прогреваемости растянутой арматуры у плит из легкого и тяжелого бетонов. Конструкции из легкого бетона имеют более высокие пре-

дела огнестойкости по сравнению с конструкциями из тяжелого бетона.

Таким образом, анализ показывает, что легкие бетоны в изгибаемых элементах имеют преимущества по сравнению с тяжелым бетоном при воздействии высоких температур.

Время прогрева до критической температуры у плит из керамзитобетона в среднем в 1,25 раза больше, чем у плит из тяжелого бетона на гранитном щебне. Огнестойкость однопролетных изгибаемых элементов из керамзитобетона с плотностью 1600 кг/м^3 и менее на 25% больше огнестойкости аналогичных плит из тяжелого бетона.

2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ БАЛКИ И ПАНЕЛИ С ТЕРМИЧЕСКИ УПРОЧЕННОЙ АРМАТУРОЙ КЛАССА А_т-V И А_т-VI И ГОРЯЧЕКАТАНОЙ СТАЛЬЮ КЛАССА А-IV И А-V ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

Прогреваемость железобетонных балок. При испытаниях на огнестойкость железобетонные балки Б-6, Б-7, Б-8 и Б-9 (см. табл. 1) прогревались с нижней растянутой грани и двух боковых поверхностей. Наиболее быстро прогревались части сечения, близкие к нагреваемым поверхностям. Средняя часть сечения прогревалась медленнее. Быстрая прогреваемость бетонного сечения наблюдалась до температуры 100°C , затем температура стабилизировалась до окончания испарения свободной воды, содержащейся в порах бетона, а потом опять наблюдалось дальнейшее интенсивное повышение температуры.

В опытных балках влажность бетона составляла 1—1,8%. Период стабилизации температур сопровождался испарением влаги со стороны необогреваемой поверхности.

При быстром нагревании до температуры выше 100°C в бетоне образуются зоны сухого и влажного бетона, разделенные движущейся границей, на которой происходит испарение воды. С перемещением фронта испарения к центру сечения возрастает гидродинамическое сопротивление бетона перемещению пара и при большей скорости фазового превращения, по сравнению со скоростью переноса массы вещества, возникает перепад давления.

Теоретическую температуру бетонного сечения за время нагрева определяли по формулам (81)—(85).

Температура бетона и арматуры в балке при трехстороннем огневом воздействии, когда первая и вторая обогреваемые поверхности параллельны, а третья им перпендикулярна, определяется по формуле

$$t = 1220 - 1200 [1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2] [1 - (1 - r_3)^2]. \quad (121)$$

Если для рассматриваемой точки сечения балки $x_3 \geq l$, то $r_3 = 1$ и $1 - (1 - r_3)^2 = 1$.

При трехстороннем обогреве толщина прогретого слоя бетона со стороны третьей обогреваемой поверхности вычисляется по оси симметрии балки между первой и второй параллельными обогреваемыми поверхностями.

В этом случае:

$$r_1 = r_2 = (0,5b + \varphi_1 \sqrt{ared})/l \leq 1; \quad (122)$$

$$r_3 = 1 - \sqrt{(1200\omega - 1220 + t_{cr})/1200\omega}, \quad (123)$$

где величина l определяется по формуле (88) и

$$\omega = 1 - 2(1 - r_1)^2. \quad (124)$$

По формуле (89) находят величину x_3 . Если по формуле (122) получается, что $r_1 = r_2 = 1$, то тогда r_1 определяется по формуле (86) как для одностороннего нагрева.

Для определения толщины прогретого слоя бетона у взаимно параллельных первой и второй обогреваемых поверхностей при трехстороннем обогреве r_1 находят по формуле (86) и x_1 — по формуле (87). При двух параллельных обогреваемых поверхностях температура бетона и арматуры вычисляется по формуле

$$t = 20 + 1200 [(1 - r_1)^2 + (1 - r_2)^2]. \quad (125)$$

Температура бетона определяется для точки, находящейся от обогреваемых поверхностей x_1 и $x_2 = b - x_1$. Если $t_b > t_{cr}$, то рассчитывают температуру бетона t'_b в точке $x'_1 > x_1$ и $x'_2 = b - x'_1$

$$\delta = x_1 + [(x'_1 - x_1)/(t_b - t'_b)(t_b - t_{cr})]. \quad (126)$$

В углу, образованном взаимно-перпендикулярными обогреваемыми поверхностями, толщина прогретого слоя бетона до края сечения, находящегося на биссектрисе угла и имеющего температуру t_{cr} , находится по формуле

$$r_1 = r_2 = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{1220 - t_{cr}}/1200}. \quad (127)$$

Для определения толщины защитного слоя бетона от обогреваемой поверхности до ближайшего к ней края арматуры при двух параллельных обогреваемых поверхностях r_1 находят по формуле (86) и y_1 по формуле (91). По формуле (125) определяют температуру арматуры, находящейся от обогреваемых поверхностей на расстоянии y_1 и $y_2 = b - y_1 - d_s$. Если $t_s = t_{s,cr}$, то принимается $\delta = y_1$. Если $t_s > t_{s,cr}$, то рассчитывают температуру арматуры t'_s при $y'_1 > y_1$ и $y'_2 = b - y'_1 - d_s$ и толщину защитного слоя бетона принимают

$$\delta = y_1 + [(y'_1 - y_1)/(t_s - t'_s)](t_s - t_{s,cr}). \quad (128)$$

При двух взаимно перпендикулярных обогреваемых поверхностях и арматуре, расположенной на биссектрисе прямого угла, по формуле (127) находят $r_1 = r_2$ и по формуле (91) определяют $y_1 = y_2$ и принимают $\delta = y_1 = y_2$.

Сущность расчета по этому методу сводилась к определению температуры в центре произвольной элементарной ячейки в конце расчетного интервала времени.

Решали уравнения теплопроводности во времени, учитывая изменения теплофизических характеристик бетона по линейной зависимости от температуры нагрева. Чем меньше ячейка и интервал времени, тем лучше сходимость опытных и расчетных температур бетона и арматуры. Рассчитывали бетонное сечение с учетом арматуры, имеющей разные коэффициенты теплопроводности и теплоемкости. Кроме того, в уравнениях теплового баланса учитывали расход тепла на испарение свободной воды, находящейся в порах бетона в количестве 2,26 кДж/кг, или 539 ккал. По вышеприведенным формулам были определены изотермы по сечению балок за 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70 и 80 мин нагрева (рис. 27). При быстром нагреве на-

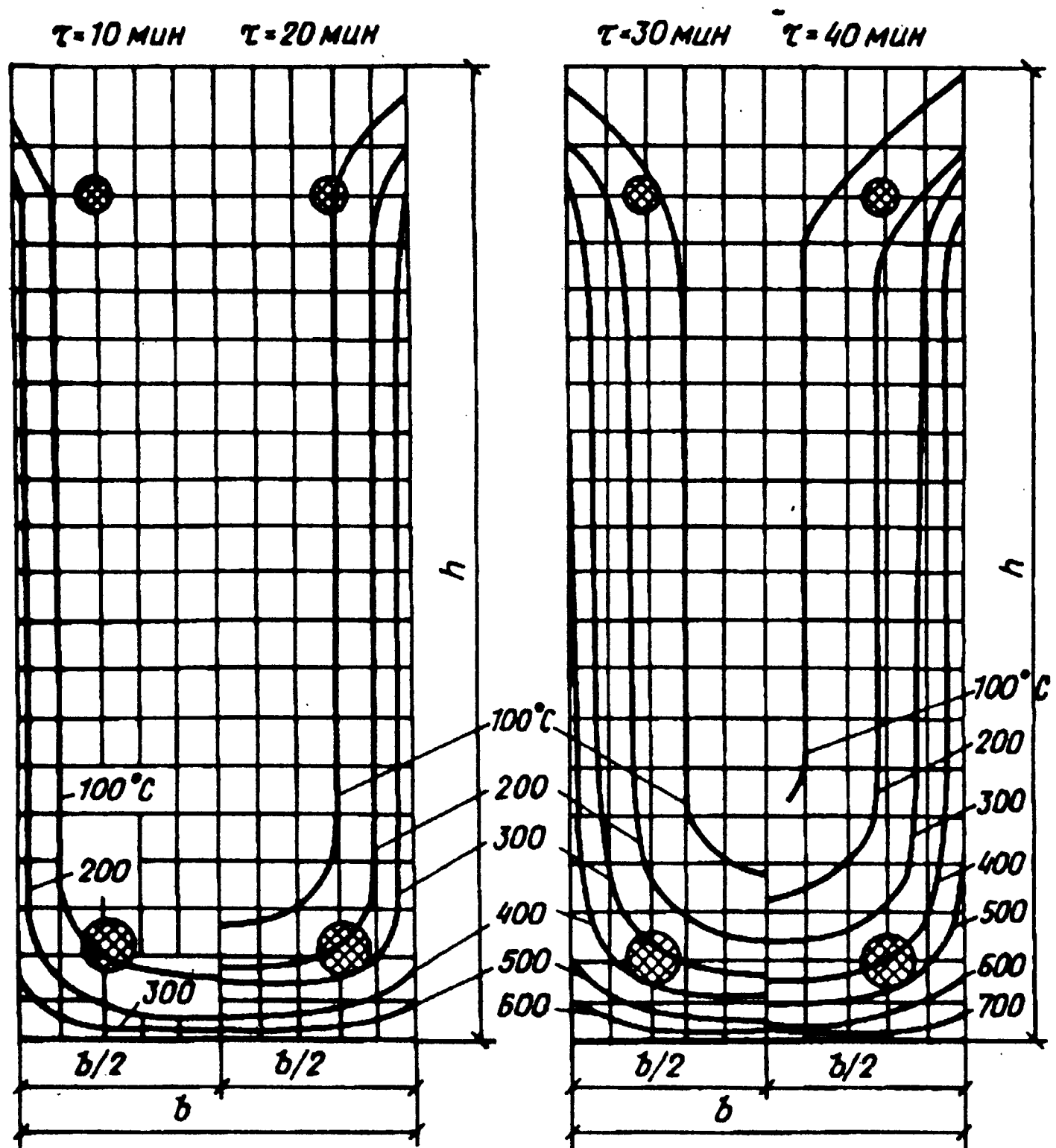


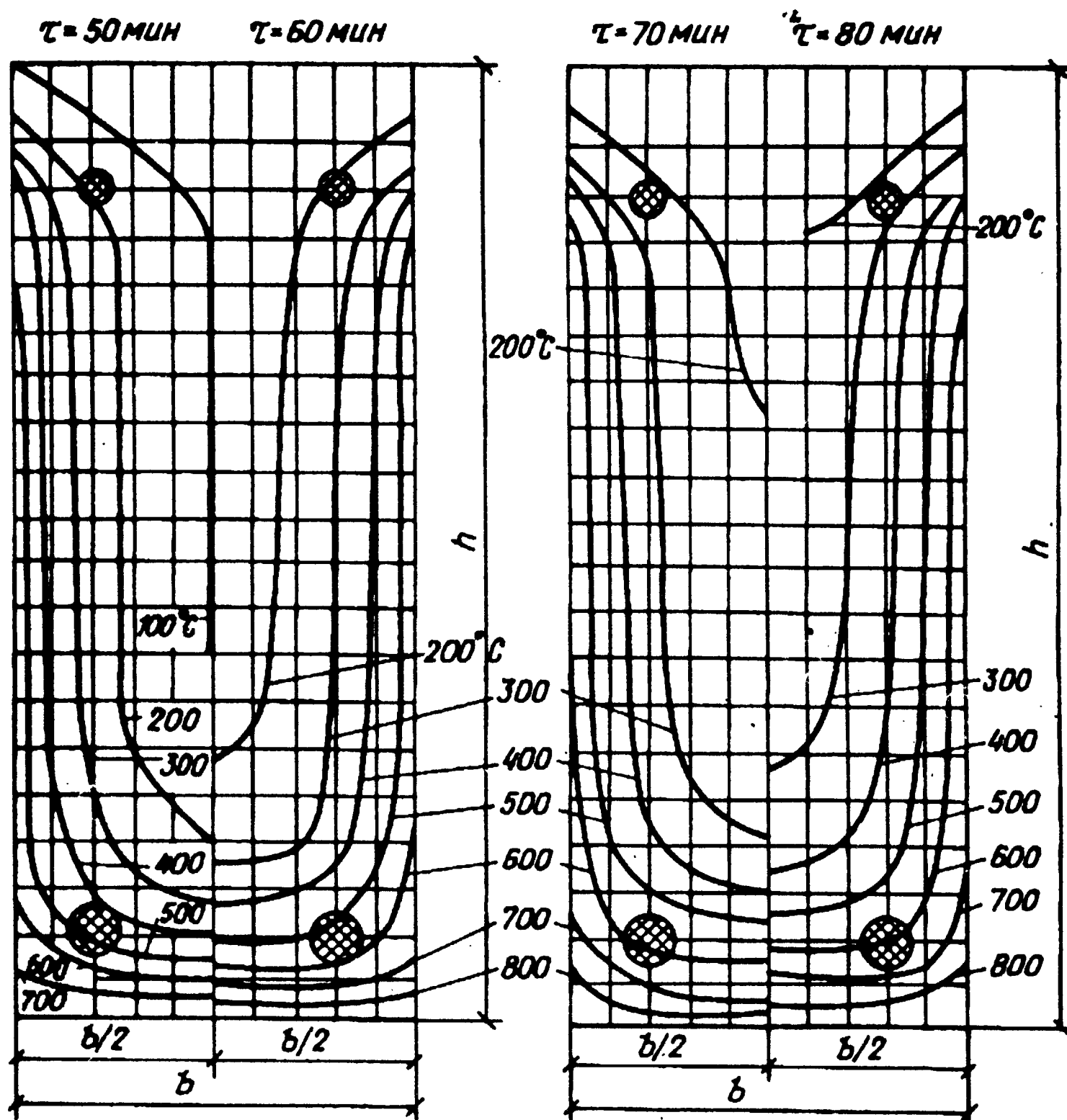
Рис. 27. Распределение температур в поперечном сечении балки при

блюдается значительный перепад температуры как по высоте, так и по ширине сечения бетона, который вызывает собственные напряжения в изгибаемом элементе.

Напряженно-деформированное состояние железобетонного изгибаемого элемента. При нормальной температуре в предварительно напряженных железобетонных элементах напряжения в арматуре σ_s и в бетоне σ_{bp} определяют по формулам:

$$\sigma_s = \sigma_{sp} - \nu \sigma_{bp}; \quad (129)$$

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} + P e_{op} y_p/I_{red} - M y_p/I_{red}. \quad (130)$$



трехстороннем воздействии огня 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70 и 80 мин

При нелинейном распределении температур по высоте сечения в железобетонном элементе возникают собственные самоуравновешенные напряжения. Поэтому собственные напряжения, возникающие при кратковременном воздействии высоких температур, необходимо учитывать в расчетах образования трещин и деформаций железобетонных элементов. При нагреве изгибаемого элемента модуль упругости и коэффициент температурного расширения бетона будут переменными по высоте сечения балки.

Сечения элементов практически остаются плоскими после температурного воздействия. Поэтому при определении температурных напряжений и деформаций методом

сопротивления материалов недостающие уравнения неразрывности деформаций можно с достаточной для практических расчетов точностью вычислять, пользуясь гипотезой плоских сечений.

Сечение по высоте разбивается на участки. В пределах каждого участка считается, что модуль упругости и коэффициент температурного расширения не изменяются. Участки нагретого бетона и арматуры приводятся к холодному наиболее прочному бетону. Время нагрева разбивается на достаточно большое количество этапов, причем в пределах каждого этапа температура в центре каждого участка считается постоянной.

Напряжения при неравномерном криволинейном распределении температуры по высоте сечения элемента определялись по формуле (67).

Свободное относительное температурное удлинение оси элемента находилось по формуле (61), приведенная площадь и относительная температурная деформация i -того участка сечения — по формулам (46) (52); свободная температурная кривизна элемента — по формуле (62); приведенная к бетону площадь арматуры — по формуле (47) и ее температурные деформации — по формуле

$$\varepsilon_{st} = 12,5 + 0,01 (t_s - 300)t_s \cdot 10^{-6}. \quad (131)$$

Значения коэффициентов α_{bt} и β_b принимаются по табл. 5 и табл. 3 в зависимости от температуры бетона центра тяжести i -того участка и коэффициент β_s , учитывающий снижение модуля упругости арматуры с повышением температуры — по табл. 8.

Температурные напряжения, возникающие в арматуре, определяют по формуле

$$\sigma_s = [\varepsilon_{bt} - \varepsilon_{st} + (1/r)_t x_s] E_s \beta_s, \quad (132)$$

где x_s — расстояние от центра тяжести сечения до центра растянутой арматуры.

Сечение балки по высоте было разбито на семь участков. Не изменяя основные положения вышеприведенного метода расчета, дополнительно учитывали развитие пластических деформаций бетона и арматуры. Была разра-

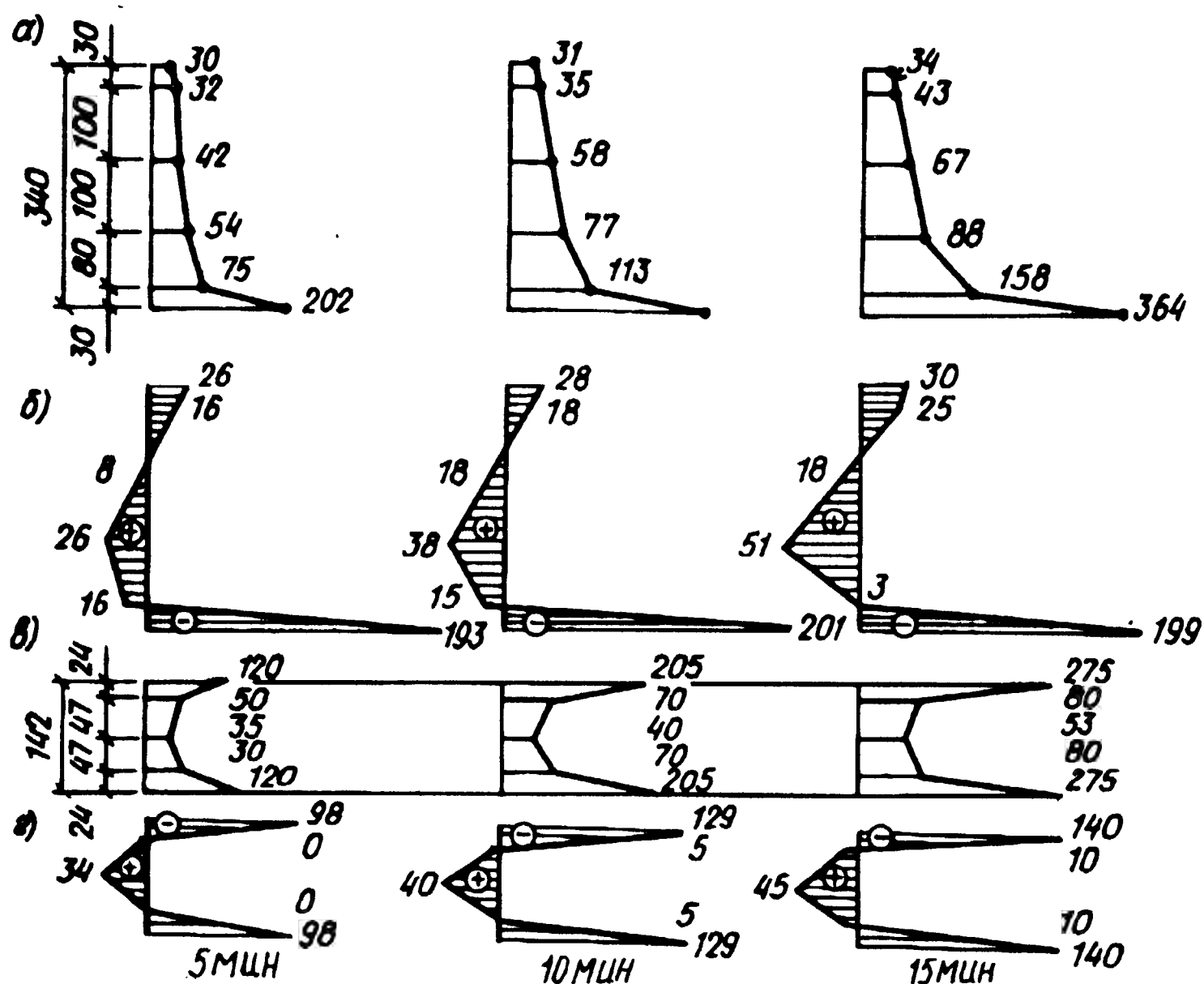


Рис. 28. Эпюры распределения

a — температуры по высоте балки; *б* — напряжения по высоте балки; *в* — температуры по ширине балки; *г* — напряжения по ширине балки за 5, 10 и 15 мин трехстороннего воздействия огня

ботана программа для определения напряжений в бетоне железобетонных балок на ЭВМ типа М-222.

Напряжения вычислялись для 5, 10 и 15 мин нагрева. От температурного перепада по высоте сечения в первые 5 мин огневого воздействия напряжения в средней части сечения по вертикальной оси уже превосходят прочность бетона на растяжение (рис. 28). На напряжение большое влияние оказывает полнота температурной эпюры по высоте сечения. После появления трещин напряжения как в сечении с трещиной, так и между ними значительно снижаются.

Возникающие напряжения из-за неравномерного распределения температуры по сечению балки влияют на образование трещин от нагрузки и снижают жесткость балки.

Трещины на боковой поверхности балок начинали раскрываться с менее нагретой грани на 4—6 см ближе к ней-

тральной оси. При дальнейшем нагревании за 5—10 мин трещины распространялись по всей высоте растянутой зоны элемента. Принятая методика расчета удовлетворительно описывает напряженно-деформированное состояние, возникающее от кратковременного распределения температуры по сечению железобетонного элемента.

Деформации продольной арматуры и сжатого бетона от совместного воздействия огня и эксплуатационной нагрузки в балках интенсивно развиваются (рис. 29). Это происходит из-за температурного расширения и развития пластических деформаций арматуры вследствие интенсивного повышения температуры. Коэффициент температурного расширения арматуры с повышением температуры возрастает. Температурная деформация арматуры увеличивалась примерно пропорционально повышению температуры. Пластические деформации арматуры от нагрузки значительно возрастают при температуре выше 350°C и особенно интенсивно при температуре, близкой к критической. Полные деформации растянутой арматуры состоят в основном из деформаций от эксплуатационной нагрузки ε_{sf} с учетом снижения модуля упругости арматуры при нагреве, температурного расширения ε_{st} и развития пластических деформаций ε_{sc} .

Деформация арматуры с начала нагрева балки до образования пластического шарнира

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sf} + \varepsilon_{st} + \varepsilon_{sc}. \quad (133)$$

Деформации от нагрузки определяют с учетом снижения модуля упругости арматуры при нагреве по формуле

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sf} = & M/A_s(h_0 - 0,5 x) E_s \beta_s [1 + \\ & + \psi_s(1/\beta_s - 1)] - P/A_s E_s \beta_s. \end{aligned} \quad (134)$$

Деформации от температурного расширения арматуры, которые обратимы при остывании, определяют по формуле (35) и коэффициент температурного расширения термически упрочненной арматуры α_{stm} — по формуле (36). Пластические деформации термически упрочненной арматуры находят по эмпирической формуле (28). При

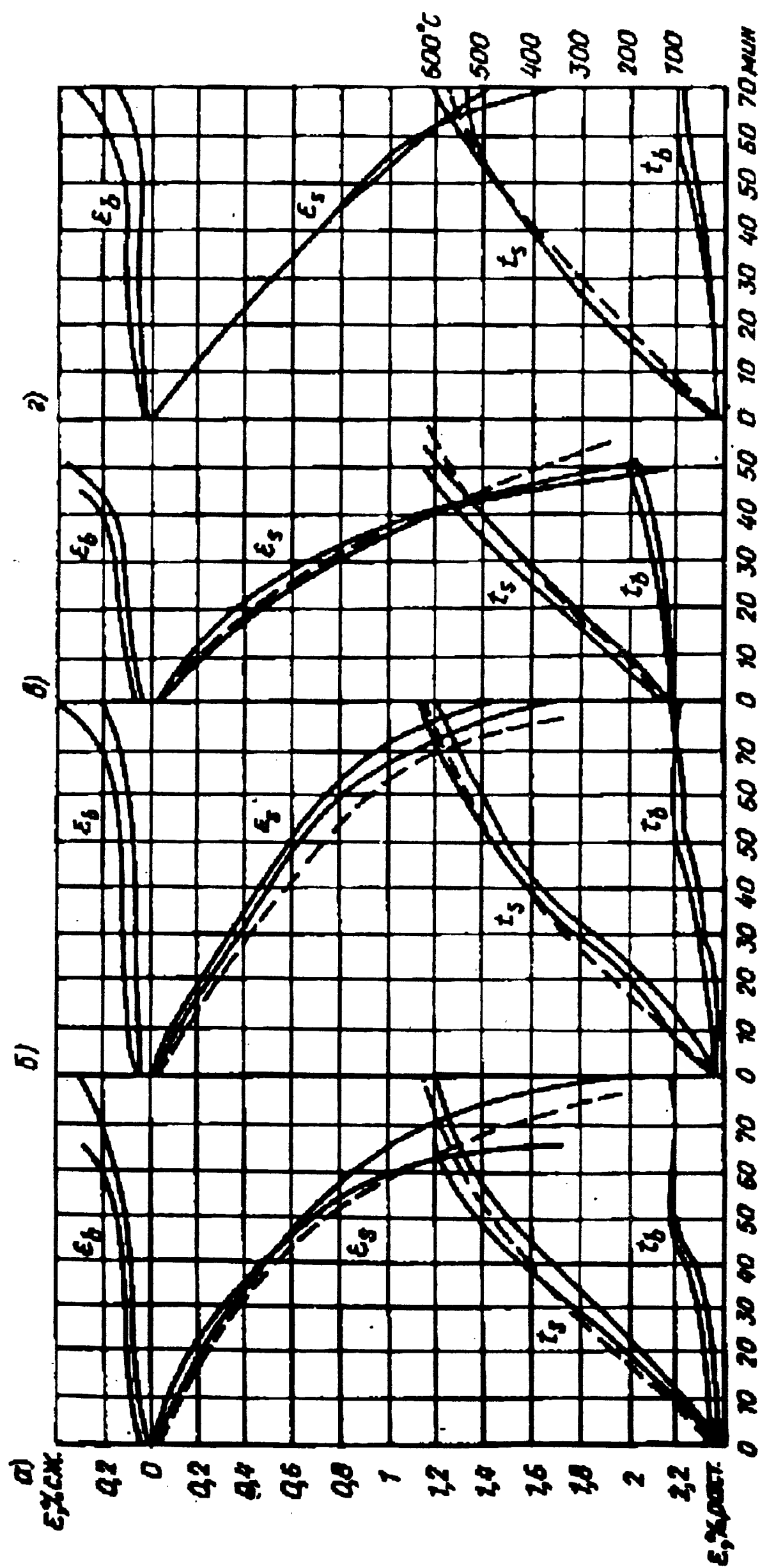


Рис. 29. Деформации растянутой арматуры ϵ_s , крайнего сжатого волокна бетона ϵ_b при трехстороннем воздействии огня в балках с арматурой классов

а — Ат-V; б — Ат-IV; в — Ат-VI; г — Ат-V; ϵ_s — температура арматуры; t_b — температура бетона

— — опытная; - - - — теоретическая

образовании пластического шарнира, когда наступает предел огнестойкости, деформации арматуры резко возрастают, что приводит к интенсивному раскрытию трещин в растянутой зоне.

В балках, армированных предварительно напряженной термически упрочненной арматурой класса Ат-V на долю деформаций от эксплуатационной нагрузки и деформаций, вызванных снижением модуля упругости стали при нагреве, приходится всего 14% полной деформации (табл. 22). Большую часть 51% полной деформации составляет температурное расширение арматуры. Оставшуюся часть 35% деформации составляют пластические деформации арматуры. В балках без предварительного напряжения арматуры эти величины соответственно составили 21, 47, 32%.

Значения деформации растянутой арматуры при критической температуре нагрева в балках, армированных термически упрочненной арматурой класса Ат-VI, состоит из 11% от нагрузки с учетом изменения модуля упругости стали, 39% деформаций температурного расширения арматуры и 50% пластических деформаций арматуры.

С повышением температуры более значительно развиваются пластические деформации у термически упрочненной арматуры класса Ат-VI, чем у класса Ат-V.

Теоретические деформации арматуры, вычисленные по предложенной методике, дают удовлетворительную сходимость с опытными.

В первые минуты нагрева или когда температура арматуры не превышает 350°C рост полных деформаций арматуры происходит в основном за счет температурного расширения стали. При более высоких температурах нагрева наблюдается значительное увеличение пластических деформаций и деформаций от нагрузки из-за снижения модуля упругости арматуры.

С увеличением времени нагрева существенно развиваются деформации растянутой арматуры и незначительно развиваются деформации сжатого бетона. Приращения деформаций растянутой арматуры примерно в 10 раз больше прироста деформаций сжатого бетона.

При остывании после непродолжительного нагрева наблюдались остаточные деформации балок. На значение остаточной деформации оказало влияние предварительное напряжение арматуры, которое для балок, армированных

Т а б л и ц а 22. Деформации растянутой арматуры изгибаемого элемента при критической температуре ее нагрева

Класс арматуры, вид армирования	Действующий момент, Н · м · 10 ⁴	Теоретическая критическая температура $t_{s,cr}$, °C	Деформация от нагрузки $\epsilon_{sf} \cdot 10^{-5}$	Пластическая деформация $\epsilon_{sc} \cdot 10^{-5}$	Деформация от температурного расширения $\epsilon_{st} \cdot 10^{-5}$	Полная деформация арматуры $\epsilon_s \cdot 10^{-5}$	
						теоретическая	опытная
Ат-VI, предварительно напряженное	2,91 2,91	418 418	123 123	757 757	428 428	1308 1308	1210 1280
А-V, предварительно напряженное	3,01 3,01	457 457	88 88	550 550	508 508	1146 1146	1270 1210
Ат-VI, обычное	2,82 2,81	425 425	346 346	754 754	428 428	1528 1528	1290 1310
Ат-V, предварительно напряженное	3,56 3,56	536 536	177 177	464 464	683 683	1325 1325	1360 1330
А-IV, предварительно напряженное	2,86 2,86	545 545	67 67	395 395	693 693	1155 1155	1110 1150

Класс арматуры, вид армирования	Действующий момент, Н 10^4	Теоретическая критическая температура $t_{k,cr}$, °C	Деформация от нагрузки $\epsilon_f 10^{-5}$	Пластическая деформация $\epsilon_c 10^{-5}$	Деформация от температурного расширения $\epsilon_t 10^{-5}$	Полная деформация арматуры ϵ , 10^{-5}	
						теоретическая	опытная
Ат-V, обычное	3,55	536	307	462	683	1452	1360
	3,55	536	307	462	683	1452	1390

термически упрочненной арматурой класса Ат-V, равнялось $0,47 R_s$, а для балок, армированных термически упрочненной арматурой класса Ат-VI — $0,6 R_s$.

После нагрева арматуры до 460°C и остывания остаточные необратимые деформации для балок, армированных термически упрочненной арматурой класса Ат-V, составили 33—37%, а обратимые — 63—67% полной деформации. Для балок, армированных термически упрочненной арматурой класса Ат-VI, необратимые деформации составляют 50—55%, а обратимые — 45—50%, несмотря на то, что температура нагрева арматуры была всего 370°C .

Прогиб изгибаемого предварительно напряженного железобетонного элемента состоит из прогиба от действия эксплуатационной нагрузки и прогиба от неравномерного прогрева балок по высоте сечения от воздействия огня.

Прогиб от действия эксплуатационной нагрузки f с учетом усилий предварительного напряжения, развития пластических деформаций и изменения модуля упругости арматуры и бетона с повышением температуры определяют по формуле

$$f = 5l^2/48 \left\{ M/h_0^2(1 - 0,5\xi) [\psi_s/A_s E_s \beta_s \nu_s + \right. \\ \left. + \psi_b/\xi b h_0 E_b \beta_b \nu] - P \psi_s/h_0 E_s A_s \right\} \quad (135)$$

Снижение модуля упругости стали при нагреве учитывается коэффициентом β_s , значения которого определяют по табл. 8.

Развитие пластических деформаций арматуры при нагреве учитывается коэффициентом ν_s , значение которого определяется по формуле

$$\nu_s = \varepsilon_{s,el} / (\varepsilon_{s,el} + \varepsilon_{sc}). \quad (136)$$

Пластические деформации арматуры ε_{sc} при нагреве вычисляются по формуле (28).

Изменение модуля упругости бетона учитывается коэффициентом β_b , а развитие пластических деформаций бетона, коэффициентом ν , значения которых в зависимости от средней температуры нагрева сжатой зоны принимаются по табл. 3.

При кратковременном воздействии высоких температур со стороны растянутой арматуры изгибаемого железобетонного элемента особенно интенсивно повышается температура арматуры и она значительно больше, чем температура бетона сжатой зоны, это оказывает влияние на относительную высоту сжатой зоны.

Относительную высоту сжатой зоны при совместном действии эксплуатационной нагрузки, предварительного обжатия и высоких температур определяли по формуле

$$\xi = 1/[1,8 + (1 + 5\delta/10\mu\alpha)] + (1,5 + \alpha A_s'/2vbh_0)/(11,5 M/N_{to}h_0 - 5). \quad (137)$$

Прогиб от неравномерного распределения температуры по высоте сечения свободно опертых изгибаемых элементов находят из формулы (96). Температурную кривизну $(1/r)_t$ балки определяют по формуле (62), учитывающей нелинейное распределение температуры по высоте сечения. При вычислении температурной кривизны по формуле (62) пользовались ЭВМ.

На основании вышеприведенных формул была составлена программа расчета и были рассчитаны прогибы балок на электронно-вычислительной машине типа М-222. Прогибы вычисляли за 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 и 60 мин нагрева, считая, что распределение температуры по сечению балки в рассматриваемый промежуток времени постоянно. Кроме того, учитывали изменение прочности, модуля упругости и пластических деформаций бетона и арматуры в зависимости от температуры. Теоретические прогибы балок удовлетворительно совпали с опытными (табл. 23).

В начале нагрева прогиб балок возрастает в основном за счет роста температурной кривизны, потом, когда температура в арматуре превышает 350°C интенсивное увеличение прогибов происходит и из-за развития пластических деформаций растянутой арматуры, значение которых зависит от напряжения и температуры. Увеличение прогиба балки из-за развития пластических деформаций растянутой арматуры и бетона сжатой зоны является необратимым. При высокой температуре прогиб балки также начинает возрастать в результате снижения прочности стали и начала текучести продольной арматуры.

Т а б л и ц а 23. Прогибы балок при нагреве арматуры до критической температуры

Класс арматуры, армирование	Прогиб от эксплуатационной нагрузки, мм		Прогиб от перепада температуры по высоте сечения, мм	Полный прогиб, мм		Погрешность, %
	при нормальной температуре	при нагреве		теоретический	опытный	
Ат - VI, предварительно напряженное	1,45 1,45	21,7 21,7	9,3 9,3	31 31	52 46	40 32
А-V, предварительно напряженное	1,7 1,7	29,2 29,2	12,8 12,8	42 42	54 47	22 10
Ат-VI, обычное	11,9 11,9	27,8 27,8	9,5 9,5	37,3 37,3	50 48	25 22
Ат-V, предварительно напряженное	3,8 3,8	29,4 29,4	14,8 14,8	44,2 44,2	43 46	3 4
А-IV, предварительно напряженное	2,5 2,5	22,6 22,6	15,4 15,4	38 38	33 40	13 5
Ат-V, обычное	6,8 6,8	31,8 31,8	14,8 14,8	46,6 46,6	51 57	8 18

В балках с большими напряжениями в арматуре при одной и той же температуре неупругие деформации развиваются сильнее, чем в балках с меньшими напряжениями в арматуре. Балки, армированные сталями классов Ат-VI и А-V, в которых напряжение в арматуре соответственно составило $0,66R_s$ (661 МПа) и $0,62R_s$ (495 МПа), имели прогиб вследствие развития пластических деформаций при достижении температуры в арматуре 400°C , 14—16 и 12—14 мм, что составляет 45—50 и 38—45% полных прогибов. Балки, армированные сталью класса Ат-V, в которых напряжения в арматуре составляли $0,47R_s$ (370 МПа), при той же температуре имели прогиб вследствие развития пластических деформаций 4—5 мм, что составляет 16—20% полных прогибов балки.

После кратковременного нагрева и последующего остывания изгибаемые железобетонные элементы имели необратимый остаточный прогиб, который получается из-за развития пластических деформаций растянутой арматуры и бетона сжатой зоны при нагреве.

При решении вопроса о дальнейшей эксплуатации железобетонного изгибаемого элемента после кратковременного воздействия огня необходимо знать, какая часть полных прогибов обратима и какая часть необратима. Балки, армированные термически упрочненной арматурой классов Ат-V и Ат-VI, после воздействия огня продолжительностью соответственно 30 и 50 мин при остывании имели остаточный прогиб, равный 10—11 мм и 15—16 мм, что составляет 30—34 и 54—57% полного прогиба.

Огнестойкость изгибаемых элементов. Балки при нормальной температуре и при испытании на огнестойкость разрушались по нормальному сечению в пролете. Рассмотрим нормальное сечение изгибаемого предварительно напряженного железобетонного элемента, загруженного эксплуатационной нагрузкой и подвергающегося огневому воздействию со стороны растянутой зоны. Когда разрушение происходит по растянутой арматуре в результате снижения ее предела прочности при нагреве до величины действующих в ней напряжений от нагрузки справедливо следующее неравенство:

$$M \leq R_{sn}\gamma_{st}A_s(h_0 - 0,5x) + R_{sc}A'_s(0,5x - a'). \quad (138)$$

При достижении температуры в растянутой арматуре критического значения неравенство (138) превращается в равенство. Из полученного уравнения определяем коэффициент γ_{st}

$$\gamma_{st} = [M - R_{sc}A'_s(0,5x - a')]/R_{sn}A_s(h_0 - 0,5x). \quad (139)$$

При этом положение нейтральной оси, т.е. высоту сжатой зоны бетона, определяем по формуле [1, 10]

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2[M - A'_sR_{sc}(h_0 - a')]/b R_{sn}\gamma_{st}}. \quad (140)$$

Вычислив по формуле (139) коэффициент γ_{st} , находим критическую температуру нагрева арматуры, при которой образуется пластический шарнир в элементе, по следующим формулам:

для арматуры класса Ат-V

$$t_{s,cr} = 660 - 330\gamma_{st}; \quad (141)$$

для арматуры класса Ат-VI

$$t_{s,cr} = 620 - 320\gamma_{st}. \quad (142)$$

Определив критическую температуру нагрева арматуры, решили статическую часть задачи огнестойкости. Далее решается теплотехническая часть задачи по формулам (121)—(128).

При этом определяем минимальный промежуток времени от начала возникновения пожара до нагрева растянутой арматуры, соответствующего вычисленной критической температуре. Анализируя теоретические и опытные пределы огнестойкости, отметим удовлетворительную их сходимость, что указывает на правильность принятого метода расчета (табл. 24).

Результаты испытания на огнестойкость предварительно напряженных изгибаемых элементов, а также теоретические расчеты позволили установить критическую температуру нагрева арматуры при действии эксплуа-

Т а б л и ц а 24. Расчетные и опытные пределы огнестойкости

Класс арматуры, армирование	Действующий изгибающий момент, Н·м·10 ⁴	Влажность бетона, %	Коэффициент γ_{st}	Высота сжатой зоны x , мм		Критическая температура арматуры, °С		Предел огнестойкости, мин		Погрешность, %
				опытная	расчетная	опытная	расчетная	опытный	расчетный	
Ат-VI, предварительное напряжение	2,91 2,91	1 1,6	0,63 0,63	50 50	34 34	468 425	418 418	43 42	41 41	5 2
А-V, предварительное напряжение	3,01 3,01	1 1,2	0,57 0,57	50 40	35 35	532 550	475 475	60 62	51 51	15 18
Ат-VI, обычное	2,82 2,81	1,4 1	0,61 0,61	45 45	32 32	456 418	425 425	48 46	42 42	12 9
Ат-V, предварительное напряжение	3,56 3,56	1,4 1,7	0,38 0,38	50 50	44 44	528 557	536 536	65 58	61 61	6 5
А-VI, предварительное напряжение	2,86 2,86	1,2 1,4	0,4 0,4	40 50	33 33	545 567	545 545	68 65	64 64	6 2
Ат-V, обычное	3,55 3,55	1,1 1	0,38 0,38	50 50	44 44	540 560	536 536	63 62	61 61	3 2

Т а б л и ц а 25. Критическая температура нагрева предварительно напряженной арматуры

Класс стали	Нормативное сопротивление, МПа	Напряжение в арматуре при эксплуатационной нагрузке, МПа	Отношение действующего напряжения к допустимому	Критическая температура арматуры, °С	
				опытная	теоретическая
Ат-V	785	481 361	1 0,75	495 520	462 511
Ат-VI	980	620 465	1 0,75	435 482	422 471
А-V	785	481 361	1 0,75	510 540	506 535

тационной нагрузки (табл. 25) и минимальную толщину защитного слоя бетона (табл. 26), достаточную для выполнения противопожарных требований в конструкциях I степени огнестойкости.

Огневые испытания предварительно напряженных изгибаемых элементов, армированных высокопрочной холодноотянутой арматурой, свидетельствует о меньших пределах огнестойкости их по сравнению с железобетонными элементами без предварительного напряжения [1, 2]. Однако это еще не говорит о том, что предварительное напряжение снижает предел огнестойкости, так как речь идет об элементах, армированных разными сталями. Но, как видно из рис. 12—15, механические свойства сталей разных классов, имеющих различный химический состав, с

Т а б л и ц а 26. Рекомендуемая минимальная толщина защитного слоя бетона изгибаемого элемента

Класс арматуры	Минимальная толщина защитного слоя a , мм при огнестойкости, мин		
	30	60	80
Ат-V	15	27	37
Ат-VI	18	30	40

повышением температуры изменяются по-разному. Поэтому сопоставлять между собой необходимо конструкции, армированные сталью одного вида, но имеющие различные степени предварительного напряжения.

Для установления влияния предварительного напряжения арматуры на огнестойкость изгибаемых элементов были испытаны образцы с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой. Испытания показали, что предварительное напряжение арматуры не влияет на предел огнестойкости изгибаемых элементов при разрушении по растянутой арматуре.

При разрушении изгибаемого элемента по растянутой зоне из-за снижения нормативного сопротивления стали с повышением температуры критическая температура нагрева напряженной арматуры будет одновременно являться критической и для ненапряженной арматуры вследствие равенства предельных усилий и одинакового снижения их прочности при нагреве. Но напряженная и ненапряженная арматура из стали одной марки с равной площадью поперечного сечения при нагреве до одинаковой температуры будет иметь разные деформации. К началу текучести обе арматуры будут иметь разные деформации. Однако предел огнестойкости, как показали результаты испытаний, не зависит от абсолютной величины полных деформаций арматуры, а зависит от снижения нормативного сопротивления стали и от интенсивности развития полных деформаций при нагреве (рис. 30).

Предел огнестойкости составил для балок с напрягаемой арматурой класса Ат-V 64—73 мин, а ненапрягаемой арматурой соответственно — 62—63 мин.

При разрушении изгибаемого элемента по растянутой арматуре предварительное напряжение арматуры не влияет на предел огнестойкости; но удаляет момент раскрытия трещин. В преднапряженных балках, армированных сталью класса Ат-V, интенсивное раскрытие трещин начиналось после 55-минутного огневого воздействия, а в балках без предварительного напряжения арматуры после 45 мин. Предварительное напряжение арматуры уменьшает потерю жесткости изгибаемого элемента при нагреве.

Использование железобетонных изгибаемых элементов после пожара. Работа преднапряженного изгибаемого же-

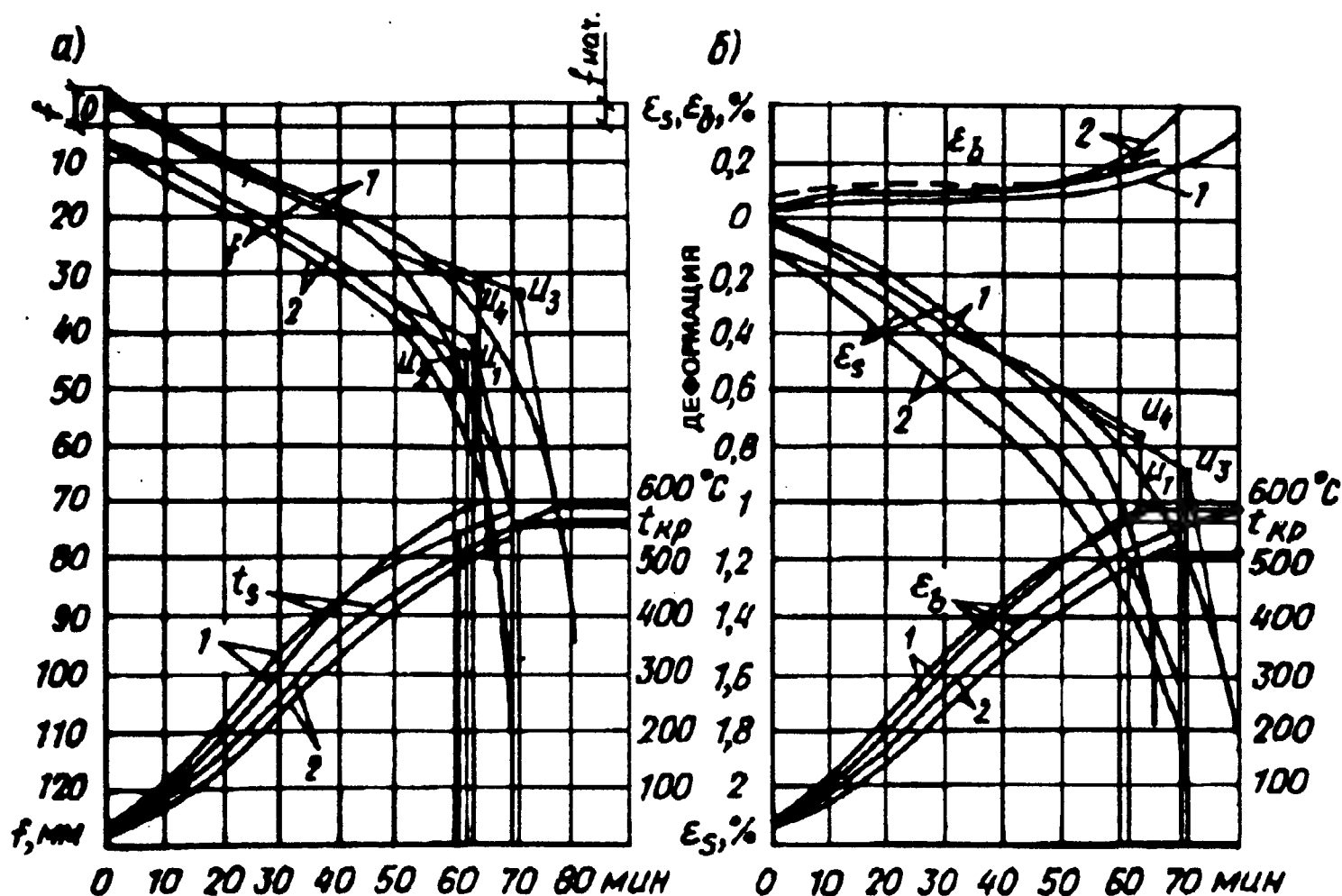


Рис. 30. Прогибы f , деформации растянутой арматуры ϵ_s и крайнего сжатого волокна бетона ϵ_b при трехстороннем воздействии огня в балках с арматурой класса Ат-V

1 — предварительно напряженной; 2 — обычной; t_s — температура арматуры; u — предел огнестойкости при образовании пластического шарнира в растянутой зоне

лестобетонного элемента после кратковременного воздействия огня еще недостаточно изучена, так как стандартные испытания на огнестойкость не предусматривают получение каких-либо данных по использованию железобетонного элемента после пожара. Однако нередко несущие железобетонные конструкции не разрушаются от непродолжительного воздействия огня при пожаре и после остывания имеют небольшой необратимый прогиб и незначительно теряют прочность.

А.А. Гвоздев, В.В. Михайлов, В.И. Мурашев считают, что если необратимый прогиб не превышает 0,01 пролета, необратимая потеря жесткости не превышает 20%, а необратимая потеря прочности не более 10%, то возможна дальнейшая эксплуатация изгибаемого железобетонного элемента.

Изменение выгиба элемента от усилия обжатия характеризуется на рис. 31 прямой линией 0—1. Процесс обжатия занимает малый промежуток времени, в течение

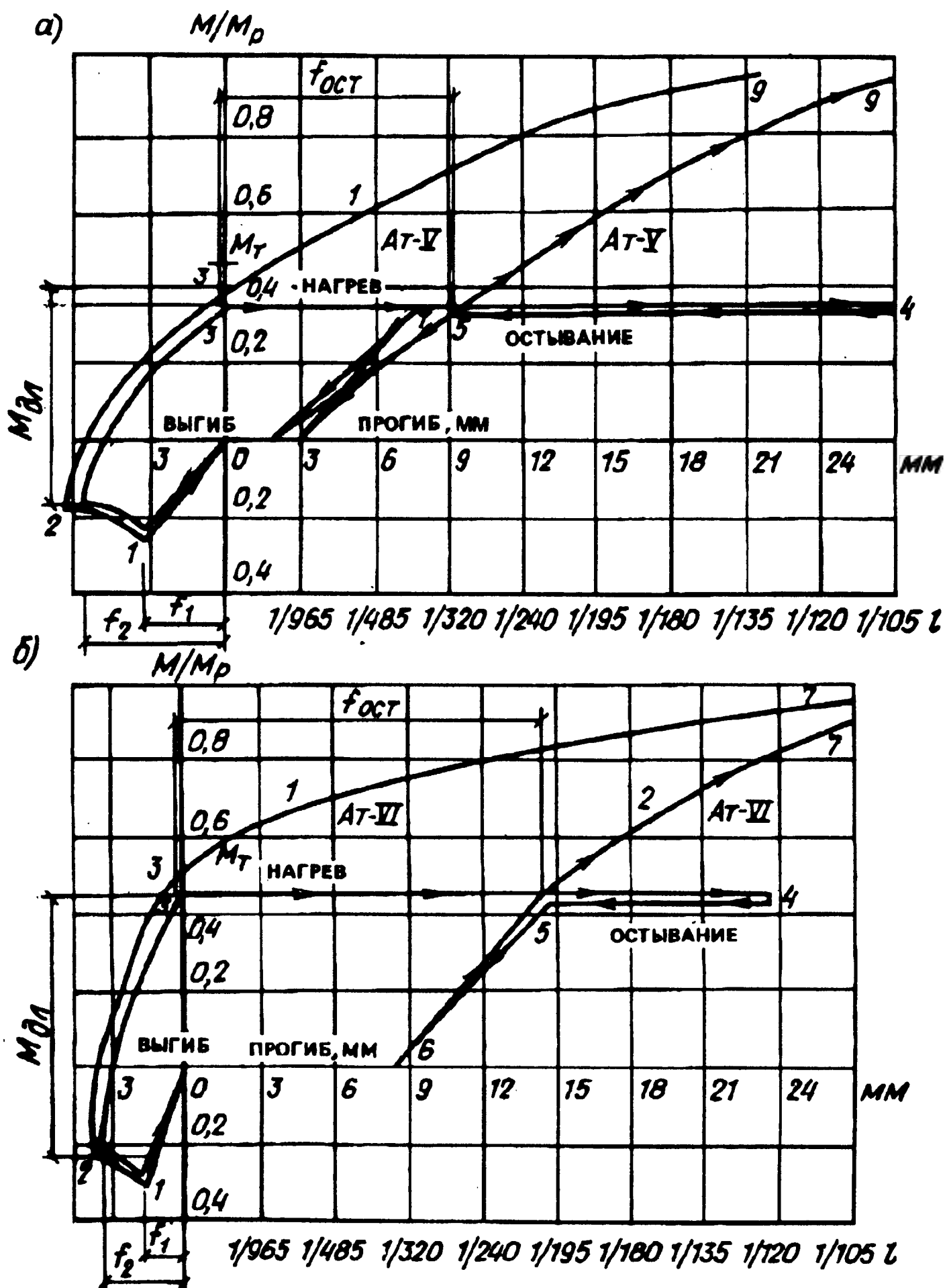


Рис. 31. Выгиб от усилий предварительного напряжения и прогиб от действия эксплуатационной нагрузки при трехстороннем воздействии огня балок с арматурой класса

а — Ат-V; б — Ат-VI ; 1 — при нормальной температуре; 2 — при воздействии огня с последующим остыванием; f_1 — выгиб после первых потерь; f_2 — выгиб после вторых потерь

которого элемент рассматривается как работающий упруго. После окончания обжата балок начиналось приращение выгиба, продолжавшееся в течение выдержки, характеризуемой кривой 1—2. Выгиб от длительного действия усилия обжата зависит в основном от развития деформаций ползучести и усадки бетона. От постепенно возрастающей внешней нагрузки балка прогибалась и уменьшала выгиб (линия 2—3). С возрастанием внешней нагрузки прогиб балки увеличивался (линия 3—9). После образования трещин в бетоне растянутой зоны приращение прогиба балки ускоряется.

От совместного воздействия эксплуатационного момента и кратковременного нагрева прогиб изгибаемого элемента резко увеличивается (линия 3—4). Значительную часть этого приращения составляет прогиб, получаемый из-за неравномерного распределения температуры по высоте сечения балки, который при остывании обратим (линия 4—5). Большую часть составляет прогиб, получаемый из-за развития пластических деформаций растянутой арматуры и бетона сжатой зоны, которые необратимы (линия 5—3).

При разгрузке наблюдался выгиб изгибаемого элемента (линия 5—6). Но суммарный выгиб, происходящий при остывании и разгрузке, не превышает прогиба, полученного при нагреве и остается остаточный прогиб.

Остаточный прогиб после 50-минутного воздействия огня в предварительно напряженных балках, армированных термически упрочненной арматурой класса Ат-V, был равен 6—8 мм. А в предварительно напряженных балках, армированных термически упрочненной арматурой класса Ат-VI, остаточный прогиб после 30-минутного воздействия огня составлял 11—12 мм. Большой остаточный прогиб в балках с арматурой класса Ат-VI объясняется более интенсивным развитием пластических деформаций при нагреве и разупрочнении при более низких температурах. Прогибы балок в зависимости от нагрузки при кратковременном нагреве больше прогиба при нормальной температуре приблизительно на величину остаточного прогиба балки.

Расчет остаточного прогиба изгибаемого элемента после кратковременного нагрева следует определять по формуле

$$f_r = l^2 (\varepsilon_{sc} - \varepsilon_{bc} / 8h_0. \quad (143)$$

Пластические деформации арматуры ε_{sc} при нагреве определяли по формуле (28), а пластические деформации сжатого волокна бетона принимались из опыта. Дальнейшая эксплуатация изгибаемых элементов после кратковременного нагрева в значительной степени зависит от остаточного прогиба.

Результаты испытаний предварительно напряженных изгибаемых элементов, армированных термически упрочненной арматурой, показали, что остаточный прогиб балок с арматурой класса Ат-V не превышал $1/250l$, а Ат-VI — $1/180l$. Расчет остаточной прочности изгибаемых элементов после кратковременного нагрева следует производить с учетом изменения прочностных свойств бетона и арматуры.

Температура нагрева бетона сжатой зоны не превышала 150°C , а растянутой арматуры была выше 500°C . Нагрев бетона до 150°C и последующим остыванием незначительно влияет на призмную прочность бетона. Поэтому прочность бетона с достаточной точностью для практических расчетов можно принять равной прочности бетона до нагрева.

Термически упрочненная арматура при температуре, превышающей 400°C , разупрочняется. Это необходимо учитывать коэффициентом условий работы арматуры:

для стали класса Ат-V

$$\gamma_{st} = (1200 - t_s) / 800; \quad (144)$$

для стали класса Ат-VI

$$\gamma_{st} = (975 - t_s) / 615. \quad (145)$$

Расчет прочности изгибаемых элементов после кратковременного нагрева следует производить по формуле (138).

Потеря прочности после кратковременного воздействия огня составила в балках, армированных термически упрочненной арматурой, класса Ат-V — 7—11% и класса Ат-VI — 4—6%.

Балки, армированные сталью класса Ат-V, испытанные при нормальной температуре и после кратковременного нагрева в остывшем состоянии, разрушились в средней части пролета от раздробления бетона сжатой зоны, но при этом растягивающие напряжения в арматуре незначительно превышали условный предел текучести.

Хрупкое разрушение балок происходило при больших сжимающих напряжениях в бетоне сжатой зоны. В бетоне растянутой зоны начинается интенсивное раскрытие трещин из-за развития деформаций рабочей арматуры. Трещины быстро развиваются, уменьшая высоту сжатой зоны бетона, в результате чего увеличиваются напряжения сжатия. При нагреве температурные деформации арматуры уменьшают высоту сжатой зоны элемента. При таких условиях разрушения справедливо неравенство

$$M \leq R_{bn} \gamma_{bt} b x + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (146)$$

Относительная деформация предельной сжимаемости бетона изменяется от 0,002—0,004. Для практических расчетов предельную сжимаемость бетона крайнего волокна сжатой зоны можно принять 0,0025.

Как отмечают С.А. Дмитриев и Б.А. Калатуров, предварительное напряжение арматуры при разрушении изгибаемых элементов по бетону сжатой зоны повышает прочность элемента. Но после кратковременного воздействия огня из-за значительного развития пластических деформаций напряженная арматура полностью теряет свое предварительное напряжение, и поэтому сравнительно большая потеря прочности в балках с арматурой класса Ат-V объясняется потерей предварительного напряжения.

Изгибаемые элементы, армированные термически упрочненной арматурой классов Ат-V и Ат-VI, возможно эксплуатировать после кратковременного воздействия огня, если необратимый прогиб не превышает $1/200l$ и потеря прочности — 10%. Причем при дальнейшей эксплуатации балка должна рассматриваться как обычный ненапряженный изгибаемый элемент.

Многопустотные предварительно напряженные панели после пожара. Типовые панели перекрытий ПК4.59-12 серии 1.141.1, армированные четырьмя стержнями термически упрочненной стали класса Ат-V, запроектирова

ны под нормативную нагрузку 4000 Н/м^2 и контрольную нагрузку 8000 Н/м^2 . Панели изготавливались по агрегатно-поточной технологии с тепловлажностной обработкой [28]. Влажность бетона в среднем составляла 1,2%. Предварительное напряжение арматуры изменялось от 475 до 574 МПа. Панели нагружали равномерно распределенной нагрузкой 800, 2400 и 4000 Н/м^2 и измеряли прогиб f_1 . Огневое воздействие по стандартному режиму производилось снизу панели на установке, изображенной на рис. 3.

Для определения остаточного прогиба панелей и необратимой потери их жесткости после пожара нагруженные панели 1—6 (табл. 27) подвергали в течение 35—37 мин огневому воздействию до заданного прогиба 100 мм и панели 7—9 — до 125 мм. Температура бетона на нагреваемой поверхности была 800 и 840°C , затем огневое воздействие прекращалось и панели остывали в нагруженном состоянии, после чего измеряли остаточный прогиб f_2 (см. табл. 27). Далее панели разгружали и измеряли остаточный прогиб f_3 и затем повторно нагружали и определяли остаточный прогиб f_t . При температуре арматуры 205°C предварительное напряжение в арматуре существенно влияет на остаточный прогиб панелей. При действии нормативной нагрузки 4000 Н/м^2 панель 1 имела предварительное напряжение арматуры 475 МПа и остаточный прогиб 55 мм. Панель 3 с $\sigma_{sp} = 574 \text{ МПа}$ имела остаточный прогиб 35 мм, который был значительно меньше.

При температуре арматуры 250 — 280°C снижение нормативной нагрузки с 4000 Н/м^2 до 2400 и 800 Н/м^2 более существенно уменьшило остаточный прогиб с 33 мм до 24 и 17 мм. Увеличение времени огневого воздействия до прогиба панелей 125 мм привело к повышению температуры арматуры до 340°C и остаточному прогибу до 59 мм.

В панелях 1—6 при огневом воздействии температура арматуры была 205 — 280°C и после нагрева и остывания остаточный прогиб при повторном нагружении был меньше, чем при первом нагружении. Это свидетельствует о том, что в бетоне и арматуре после огневого воздействия имеются еще достаточные упругие свойства.

В панелях 7—8 при огневом воздействии температура арматуры достигала 250 — 340°C , и после нагрева и остывания остаточные прогибы были при повторном нагру-

Т а б л и ц а 27. Остаточный прогиб f_i и необратимая потеря жесткости В панелей

№ панели	Нагрузка, Н/м ²	σ_{sp} , МПа	Температура арматуры t_s , °С	Прогиб при нагружении до нагрева f_1 , мм	Остаточный прогиб после нагрева и остывания, мм			f_i/l	ΔB , %
					под грузкой f_2	п о с л е разгрузки f_3	при повторной нагрузке f_i		
1	4000	475	205	15	58	40	55	1/110	83
2	4000	530	205	12	49	32	44	1/137	47
3	4000	574	205	9	39	24	35	1/172	17
4	800	475	280	3	13	11	17	1/353	0
5	2400	574	260	6	26	18	24	1/250	0
6	4000	574	250	9	39	25	33	1/182	10
7	800	541	340	4	31	28	32	1/188	7
8	2400	574	340	9	39	30	44	1/137	47
9	4000	519	250	15	63	44	59	1/102	97

жении больше, чем при первом нагружении. Это говорит о том, что жесткость панелей существенно снижается. Остаточный прогиб от нормативной нагрузки после огневого воздействия был больше допустимого в проекте $1/200l$ и составил в панелях: 1 — $1/110$; 2 — $1/137$; 3 — $1/172$; 6 — $1/182$ и 9 — $1/102$. При уменьшении нагрузки до 2400 и 800 Н/м² остаточный прогиб был меньше $1/200l$.

Другим критерием возможности дальнейшей эксплуатации панелей является необратимая потеря жесткости в 20%, которая определялась по формуле (4). Для панелей ПК4.59-12 прогиб от нормативной нагрузки $f = 30$ мм.

Панели 1, 2, 8 и 9 при действии нормативной нагрузки имели значительно большую потерю жесткости ΔB , чем 20% (см. табл. 27), в то время как в панелях 3 и 6 необратимая потеря жесткости составила 17 и 10%. При снижении нагрузки до 800 и 2400 Н/м² в панелях 4 и 5 не наблюдалось снижения жесткости, а в панели 7 это снижение составило 7%. После огневого воздействия в охлажденном состоянии все панели выдержали контрольную нагрузку 8000 Н/м². Панели, удовлетворяющие критериям по остаточному прогибу 0,01 и необратимым снижениям жесткости ΔB 20%, могут в дальнейшем эксплуатироваться. Причем при дальнейшей эксплуатации многопустотные панели перекрытий должны рассматриваться как обычные ненапряженные элементы, так как после огневого воздействия предварительное напряжение в арматуре практически отсутствует.

3. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ БАЛКИ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

Прогреваемость железобетонных балок. При огневом воздействии на балки Б-1, Б-2, Б-3, Б-4 и Б-5 (см. табл. 1) наиболее интенсивно нагревается бетон в растянутой зоне, продольная предварительно напряженная арматура и хомуты, расположенные на расстоянии 20 мм от боковой грани сечения (рис. 32). В первые 15—30 мин нагрева наблюдается большое нелинейное распределение температуры по высоте и ширине сечения элемента, вызывающие температурные напряжения. Температура по высоте сечения элемента зависит от влажности бетона. Влажность балок колебалась в пределах 1,6—2,5%. Испарение влаги наблюдалось со стороны верхней необогреваемой грани. При этом

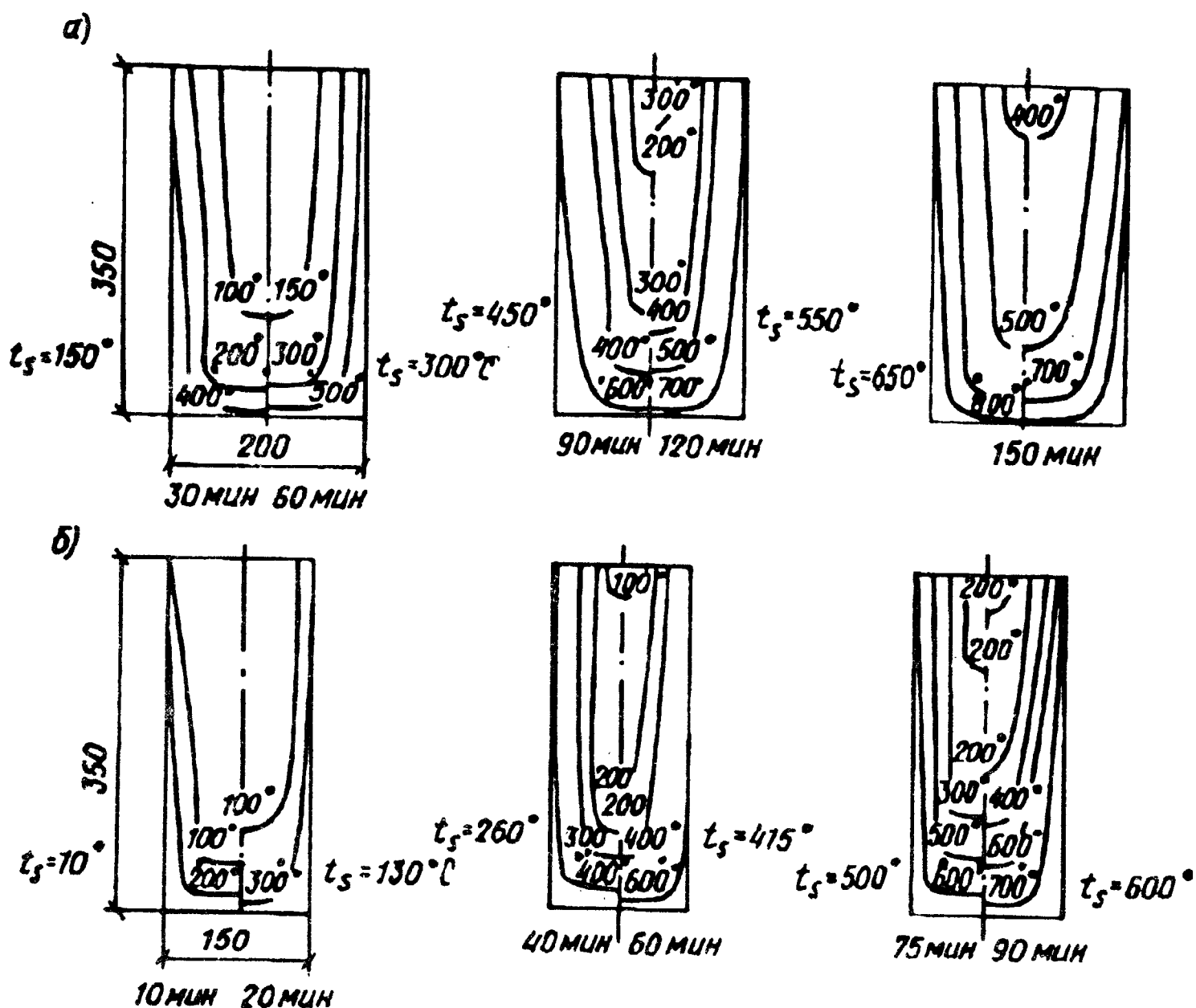


Рис. 32. Эпюры распределения температуры по высоте балок при трехстороннем воздействии огня
а — шириной 20 см; б — шириной 15 см

на боковых гранях балки, находящихся в огне, через трещины просачивается вода, которая тут же испаряется. Причиной замедления прогрева бетона является скрытая теплота парообразования, которую нужно сообщить свободной воде при 100°C , чтобы превратить ее в пар.

По мере подъема температуры в бетоне зона испарения перемещается в глубь него. При этом влага в зоне испарения превращается в пар, который распространяется к нагреваемой поверхности. До тех пор пока скорость фазового превращения жидкости в пар будет меньше или равна скорости переноса вещества, перепад давления в бетоне не возникает. С дальнейшим углублением фронта испарения в бетоне возрастает гидродинамическое сопротивление материала перемещению пара, и при большой скорости фазового превращения по сравнению со скоростью переноса массы вещества, возникает перепад давления. При больших

градиентах температуры и влажности в бетонном сечении, которые наблюдаются при испытаниях на огнестойкость, из-за резкого подъема температуры в камере печи быстро прогреваются наружные небольшие слои бетона, а остальная его часть фактически не прогрета, температурно-влажностные напряжения суммируются с давлением пара. Это приводило к раннему появлению наклонных трещин в бетоне. При дальнейшем прогреве бетонного сечения происходит снижение температурных напряжений и давления пара ввиду уменьшения температурного градиента и испарения свободной влаги, а также уменьшения модуля деформаций бетона от нагрева.

Нагрев предварительно напряженной арматуры и хомутов, находящихся под защитным слоем бетона соответственно 40 и 20 мм, происходил плавно. Это объясняется малым содержанием свободной влаги в поверхностных слоях бетона в результате ее интенсивного испарения. При нагреве изгибаемого элемента с обеих боковых граней и снизу возникает двухмерное температурное поле.

По формулам (121)—(128) вычислены температура бетона и арматуры балок при огневом воздействии. При огневом воздействии растянутая зона бетона и арматура интенсивно прогреваются с нижней и обеих боковых граней (см. рис. 31). Бетон сжатой зоны прогревается в основном с боковых граней. Чем шире балка, тем медленнее происходит ее прогрев. По высоте сечения балки образуется перепад температуры в $500\text{--}600^{\circ}\text{C}$. Перепад температуры по высоте бетона сжатой зоны незначителен, поэтому при нахождении средней температуры бетона сжатой зоны необходимо учитывать температуру слоев бетона по ширине сечения балки.

Напряженно-деформированное состояние. При нестационарном режиме теплопередачи, который наблюдается в железобетонном элементе при испытаниях на огнестойкость, температура по высоте сечения изменяется по нелинейному закону. При неравномерном нагреве по высоте свободно опертая балка будет деформироваться пропорционально расстояниям до нейтральной плоскости. Несоответствие между криволинейным распределением температуры и линейным нарастанием деформаций компенсируется температурными напряжениями, возникающими по высоте сечения.

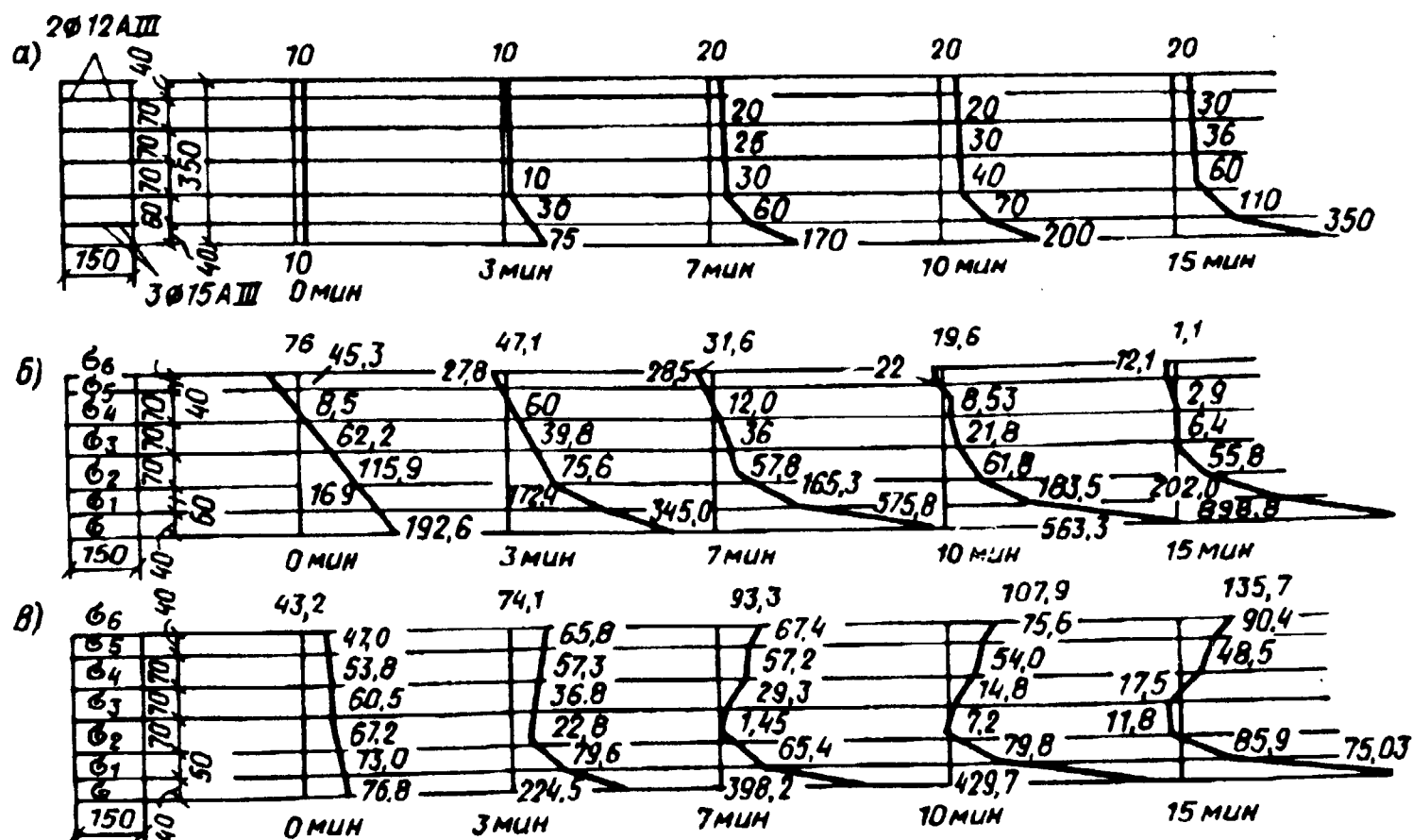


Рис. 33. Эпюры распределения по высоте балки от 3, 7, 10 и 15 мин трехстороннего воздействия огня

а — температуры; б — напряжений от напрягаемой арматуры и температуры; в — то же, и нагрузки

Температурные напряжения в свободно опертой балке являются следствием температурных деформаций, которые при нестационарном нагреве не могут полностью проявиться в результате ограничения деформаций отдельных волокон бетона. Температурное удлинение балки можно представить состоящим из алгебраической суммы проявившихся и не проявившихся температурных деформаций. При этом проявившиеся температурные деформации будут характеризовать изгиб свободно опертой балки, а не проявившиеся температурные деформации — ее напряженное состояние при неравномерном нагреве.

В сечении элемента по высоте и ширине возникают самоуравновешивающиеся эпюры температурных нормальных напряжений, которые находятся по формуле (39). Для решения интегралов, входящих в эту формулу, применялся приближенный способ их вычисления путем членения элементов на i полосок, высота которых мала по сравнению с размерами сечения. Площадь нагретого бетона и арматуры приводилась к прочности холодного наиболее прочного бетона.

Эпюра напряжений в сечении балки с напрягаемой арматурой, загруженной нормативной нагрузкой, линейна

перед испытанием на огнестойкость (рис. 33). Сечение балки предварительно обжато.

Вычисленные с помощью ЭВМ "Наири" через 3, 7, 10 и 15 мин огневого воздействия суммарные нормальные напряжения от обжата, нагрузки и температуры в средней трети высоты сечения изменяются от сжатия к растяжению. Через 10—15 мин огневого воздействия из-за криволинейного перепада температуры по высоте сечения балки напряжения растяжения составляют соответственно 0,72 и 1,75 МПа. При этом эпюра растягивающих напряжений смещается к нейтральной оси.

Предварительное обжатие сечения снижает растягивающие напряжения при нагреве и тем самым отдалает момент образования нормальных срединных трещин. Большие сжимающие краевые напряжения не дают возможности раскрываться трещине.

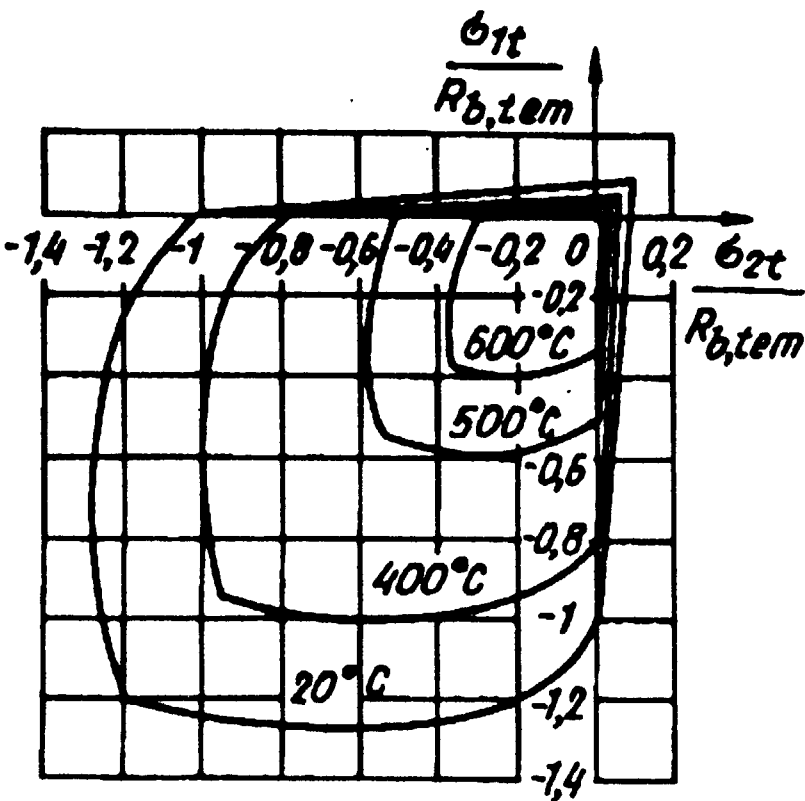
В дальнейшем при трехстороннем обогреве балки криволинейность изменения температур уменьшается и температурные напряжения на участках между трещинами имеют незначительную величину, не влияя на прочность балки при огневом воздействии.

На участке действия изгибающего момента, поперечной силы и криволинейного распределения температуры в сечении балки возникает плоское напряженное состояние. Теория прочности и трещиностойкости железобетонных элементов при действии поперечных сил, основанная на критерии прочности бетона при плоском напряженном состоянии, была предложена А.С. Залесовым [4]. Согласно этой теории образование наклонных трещин может быть выражено условием, при котором комбинация двух главных напряжений $\sigma_1 = \sigma_{г.с}$ и $\sigma_3 = \sigma_{г.р}$, либо нормальных и касательных напряжений σ_x , σ_y и τ_{xy} от действующих в элементе усилий достигают расчетного критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии.

Критерий прочности тяжелого бетона при плоском напряженном состоянии в условиях кратковременного нагрева до 600°C получен в работе [36], который был близок к критерию прочности бетона при нормальной температуре (рис. 34).

Критерий прочности бетона при нормальной температуре зависит от прочности бетона при одноосном сжатии и

Рис. 34. Критерий прочности тяжелого бетона при плоском напряженном состоянии в условиях кратковременного нагрева до 600°С



растяжении. Такая же зависимость наблюдается и при нагреве. При нагреве прочность уменьшается, а его деформации увеличиваются. Расчетный критерий прочности бетона для областей "сжатие—растяжение" в условиях нагрева имеет вид:

$$\text{при } \sigma_1 / R_b \gamma_{bt} \leq 0,5 \quad \sigma_3 / R_{bt} \gamma_{tt} = 1; \quad (147)$$

$$\text{при } \sigma_1 / R_b \gamma_{bt} > 0,5 \quad \sigma_1 / R_b \gamma_{bt} + \sigma_3 / 2 R_{bt} \gamma_{tt} = 1; \quad (148)$$

для области "сжатие—сжатие"

$$\sigma_1 / R_b \gamma_{bt} = 1. \quad (149)$$

Усилия в бетоне в наклонном сечении элемента выражаются через нормальные и касательные напряжения. Зависимости для расчетного критерия прочности бетона в условиях нагрева в координатах нормальных и касательных напряжений имеют вид:

в области "сжатие—растяжение"

$$\text{при } \sigma_x / R_b \gamma_{bt} < 0,5$$

$$m \left(\frac{\tau_{xy}}{R_{bt} \gamma_{bt}} \right)^2 - \frac{1}{m} \left(\frac{\sigma_x}{R_b \gamma_{bt}} - \frac{\sigma_y}{R_b \gamma_{bt}} \right) - \quad (150)$$

$$- \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{R_b \gamma_{bt}} \right) = 0;$$

при $\sigma_x / R_b \gamma_{bt} > 0,5$

$$m(0,5 - m)^2 \left(\frac{\tau_{xy}}{R_{bt} \gamma_{tt}} \right)^2 + 0,5 \left[\left(\frac{\sigma_x}{R_b \gamma_{tt}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_y}{R_b \gamma_{tt}} \right)^2 \right] - \frac{0,25 + m^2}{m} \left(\frac{\sigma_x}{R_b \gamma_{bt}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_y}{R_b \gamma_{bt}} \right) - (0,5 - m) \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{R_b \gamma_{bt}} \right) - m = 0; \quad (151)$$

в области "сжатие—сжатие"

$$m^2 \left(\frac{\tau_{xy}}{R_{bt} \gamma_{tt}} - \frac{\sigma_x \sigma_y}{R_b \gamma_{bt} R_b \gamma_{bt}} + \frac{\sigma_x + \sigma_y}{R_{bt} \gamma_{tt}} \right) - 1 = 0, \quad (152)$$

где $m = R_{bt} \gamma_{tt} / R_b \gamma_{bt}$.

При отсутствии нормальных напряжений σ_y максимальные касательные напряжения достигают значения

$$\tau_{xy, \max} = \sqrt{(1/2m) R_{bt} \gamma_{tt}}, \quad (153)$$

отвечающие условию

$$\sigma_x = (0,5 - m) R_b \gamma_{bt}. \quad (154)$$

При наличии нормальных напряжений σ_y касательные напряжения τ_{xy} резко возрастают. При значениях $\sigma_y > (m/0,5 + m) R_b \gamma_{bt}$ касательные напряжения определяются по формуле

$$\tau_{xy, \max} = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{\sigma_y}{R_b \gamma_{bt}} - \left(\frac{\sigma_y}{R_b \gamma_{bt}} \right)^2 R_{bt} \gamma_{tt}}. \quad (155)$$

При $\sigma_y \leq m/0,5 + m (R_b \gamma_{bt})$ касательные напряжения вычисляются по формуле

$$\tau_{xy, \max} = \left[1 + \frac{0,5 - m}{m} \left(\frac{\sigma_y}{R_b \gamma_{bt}} \right) \right] \sqrt{\frac{1}{2m} R_{bt} \gamma_{tt}} \quad (156)$$

Максимальные касательные напряжения $\tau_{xy, \max}$ достигают значения $0,5 R_b \gamma_{bt}$ при нормальных напряжениях σ_x и σ_y , равных также $0,5 R_b \gamma_{bt}$.

В большинстве балок наклонные трещины появлялись через 15—20 мин нагрева. Были вычислены касательные напряжения от температуры и нагрузки на расстоянии 30 см от опорной грани. В этом сечении снижение нормальных температурных напряжений незначительно.

Касательные температурные напряжения имеют максимальное значение там, где нормальные температурные напряжения равны нулю. Вычисленные по формулам (155) и (156) касательные температурные напряжения в верхней и нижней нулевых точках через 15 мин огневого воздействия равнялись соответственно 0,67 и 1,35 МПа. Наиболее опасными для наклонного сечения будут являться главные растягивающие напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения.

Главные растягивающие напряжения от нагрузки, усилия предварительного обжатия и температуры равнялись 3,1 МПа. Их значение превосходило прочность бетона на растяжение. Главные растягивающие напряжения от нагрузки, суммируясь с температурными растягивающими напряжениями вызывают раннее появление наклонных трещин на уровне центра тяжести приведенного сечения, которые в некоторых случаях определяют разрушения изгибаемого элемента при огневом воздействии.

Образование и раскрытие наклонных трещин в балках происходило в средней части высоты сечения или на растянутой грани. Возникновение трещин в средней части высоты сечения происходит, когда значения главных растягивающих напряжений равны $R_{bt} \gamma_{tt}$. При этом в растянутой зоне бетон обжат продольной арматурой и в сжатой зоне бетон сжат. Напряжения сжатия возрастают по мере увеличения нагрузки и уменьшения высоты сжатой зоны в наклонном сечении. Образование наклонных трещин, начинающихся в растянутой грани, происходит после возникновения нормальных трещин в зоне чистого изгиба

после того, как погашено предварительное напряжение арматуры и бетон достиг прочности на растяжение.

В балках, испытанных при нормальной температуре, с предварительно напряженной и обычной арматурой наклонные трещины в средней трети высоты образовывались раньше нормальных. В некоторых балках возникновение наклонной трещины вызвало ее разрушение с разрывом хомутов и срезом бетона сжатой зоны. В балке с ненапрягаемой продольной арматурой, имеющей хомуты, наклонные трещины также образовывались в средней трети высоты сечения.

Расстояние от опоры до сосредоточенного груза $C = 2h$. Предварительное напряжение продольной арматуры в балке без поперечной арматуры увеличивает нагрузку образования первой наклонной трещины в средней трети высоты сечения в 1,5 раза (табл. 28).

В предварительно напряженных балках с поперечной арматурой при нормальной температуре с расстоянием от опоры до груза $C = 1,5h$ хомуты практически не влияли на значения поперечной силы, вызывающей образование наклонных трещин. Предварительное напряжение продольной арматуры повышает трещиностойкость наклонных сечений изгибаемого элемента. При огневых испытаниях балок с напрягаемой продольной арматурой без поперечного армирования наклонные трещины появлялись в средней трети высоты сечения балки и развивались вверх и вниз при нагреве, уменьшая высоту сжатой зоны изгибаемого элемента. Время появления наклонных трещин зависит от значения нагрузки и расстояния от опоры до места ее приложения. При расстоянии от опоры до груза менее $1,5h$ наклонные трещины возникали через 1 ч после начала нагрева. В балках с расстоянием от груза до опоры $1,5—2,5h$ наклонные трещины образовывались через 5—15 мин после начала нагрева.

Позднее образование наклонных трещин при близком расстоянии от опоры груза вызвано влиянием местных сжимающих напряжений в месте приложения сосредоточенной силы и опорных реакций.

Дальнейшее развитие наклонных трещин в основном происходит по направлению от опоры к грузу.

Изменение предварительного напряжения продольной арматуры в балках без поперечного армирования с $0,4R_s$ до $0,57R_s$ при одинаковых значениях сосредоточенной силы и

Т а б л и ц а 28. Результаты испытаний балок на огнестойкость

Шифр образцов по табл. 1	Внешняя нагрузка			Время нагрева до образования наклонных трещин, ч-мин	Время нагрева до образования нормальных трещин, ч-мин	Предел огнестойкости, в ч-мин	Деформация бетона сжатой грани $\varepsilon \cdot 10^{-4}$	Суммарные деформации арматуры $\varepsilon \cdot 10^{-4}$	Опытная критическая температура $t_{кр}, ^\circ\text{C}$	Теоретическая критическая температура арматуры $t_{кр}, ^\circ\text{C}$
	Q, гН	c, м	M, гН м							
Б-1	350	0,75	263	0-20	1-50	1-55	4,87	106	650	660
	520	0,63	328	0-8	—	0-48	4,4	5	80	680
	485	0,75	364	—	1-30	1-57	10,55	105	670	680
	485	0,42	204	—	2-10	2-40	8,35	110	680	680
Б-2	760	0,7	532	0-15	1-30	1-25	8,5	90	550	540
	760	0,7	532	0-5	—	0-55*	8,5	90	400	540
	520	0,7	435	0-15	1-30	1-20	7,45	60	550	400
	760	0,7	532	0-15	—	0-53	7,45	60	400	400
Б-3	760	0,7	532	0-20	1-25	1-20	9,1	96	550	550
	885	0,7	620	0-8	1-20	1-15	8,51	100	500	520
	946	0,55	515	0-15	1-20	1-15	6,31	110	580	580
	1025	0,8	823	0-10	1-10	1-00	6,31	110	440	580
Б-3	940	0,55	515	0-20	1-05	1-15	11,7	65	580	580
	1025	0,8	823	0-10	1-10	1-00	11,7	65	435	435

Шифр образцов по табл. 1	Внешняя нагрузка			Время нагрева до образования наклонных трещин, ч-мин	Время нагрева до образования нормальных трещин, ч-мин	Предел огнестойкости, в ч-мин	Деформация бетона сжатой грани $\varepsilon_b \cdot 10^{-4}$	Суммарные деформации арматуры $\varepsilon_s \cdot 10^{-4}$	Опытная критическая температура $t_{s,cr}, ^\circ\text{C}$	Теоретическая критическая температура арматуры $t_{s,cr}, ^\circ\text{C}$
	$Q, \text{гН}$	$s, \text{м}$	$M, \text{гН}\cdot\text{м}$							
Б-4	1026	0,7	720	0-7	1-05	1-10	10,7	65	525	435
	1025	0,8	820	0-7	1-05	1-02	16,25	65	430	435
	1025	0,8	820	0-10	1-00	1-00	16,25	65	410	435
Б-5	995	0,6	596	1-00	0-55	1-07	7,55	67	500	400
	995	0,8	796	0-15	1-00	1-05	9,55	62	420	425
	995	0,7	696	—	1-00	1-00	8,75	63	450	450
	995	0,8	796	0-25	1-00	1-00	8,75	63	430	450

расстояния от опоры до груза увеличило время нагрева до образования наклонных трещин с 5 до 20 мин. Предварительное напряжение продольной арматуры увеличивает трещиностойкость наклонных сечений изгибаемого железобетонного элемента при огневом воздействии.

Возникновение нормальных трещин в растянутой зоне балки происходило через 1 ч — 1 ч 10 мин после нагрева. Количество трещин быстро увеличивалось по мере нарастания прогибов балки и деформаций арматуры. Первые нормальные трещины чаще всего возникали под местом приложения сосредоточенной нагрузки и получали там наибольшее раскрытие, указывая этим место образования пластического шарнира в растянутой зоне. Время появления нормальных трещин совпадает с моментом нарастания деформаций ползучести в продольной арматуре и потерей ею предварительного напряжения при нагреве.

Применение поперечного армирования в виде напрягаемых хомутов с шагом 10 и 15 см не изменяет характера трещинообразования при огневом воздействии. Наклонные трещины в средней трети высоты сечения образуются через 5—15 мин нагрева, развиваются вверх и вниз, раскрываясь и сокращая высоту сжатой зоны бетона. Ширина раскрытия наклонных трещин зависела от деформаций продольной арматуры и хомутов, которые включались в работу на растяжение и срез после пересечения их диагональной трещиной.

Теоретическая поперечная сила, при которой образуются наклонные трещины, определялась по формуле

$$Q = (R_{bt} \gamma_{ttb} h_0) / C, \quad (157)$$

но не более $0,6 R_{bt} \gamma_{ttb} h_0$. Коэффициент γ_{tt} принимается по табл. 3 по температуре бетона центра тяжести сечения.

Ширина раскрытия наклонных трещин перед разрушением в месте пересечения их базы экстензометров достигала 2,4—3 мм. Наличие поперечной арматуры сдерживало раскрытие наклонных трещин и увеличивало огнестойкость балки по наклонному сечению.

Предел текучести арматуры хомутов вследствие нагрева снижался до значения действующих в них напряжений от нагрузки, вызывая в них развитие деформаций быстронатекающей ползучести, которые суммируются с дефор-

мациями температурного расширения хомутов в бетоне. Развитие больших деформаций приводило к разрыву и срезу нагретого бетона сжатой зоны.

Деформации продольной арматуры в балке от нормативной нагрузки с учетом продольного усилия от предварительного напряжения арматуры определялись по формуле (134). После начала огневого воздействия средняя суммарная деформация арматуры состоит из деформаций арматуры в бетоне на участках между трещинами от температурного расширения, которые вычисляются по формуле (36); деформаций быстرونатекающей ползучести нагретой арматуры в бетоне с учетом влияния работы растянутого бетона, которые принимались по формуле (28).

До полной потери предварительного напряжения нагреваемая арматура будет иметь деформации, отличающиеся от деформаций равнопрочной ненапрягаемой арматуры на величину предварительного обжатия, постоянной убывающей при нагреве. При разрушении изгибаемого элемента от текучести продольной арматуры после полной потери предварительного напряжения деформации арматуры резко возрастают и в предельном состоянии выравниваются из-за больших деформаций быстرونатекающей ползучести. Деформации растяжения нагретой ненапрягаемой продольной арматуры из стали марки 35ГС диаметром 18 мм составляли 18% при разрушении балки от текучести арматуры в зоне чистого изгиба.

При огневом воздействии деформации арматуры сначала развиваются почти линейно и представляют собой деформацию температурного расширения арматуры в зависимости от температуры, потом начинают интенсивно проявляться пластические деформации арматуры, приводящие к текучести арматуры. В предельном состоянии значения пластических деформаций и деформации температурного расширения арматуры в бетоне примерно равны.

Предварительное напряжение продольной арматуры не изменяет характера нарастания деформаций во время огневого воздействия, но уменьшает относительную деформацию арматуры в предельном состоянии. Чем больше предварительное напряжение, тем меньше деформативность арматуры при огневом воздействии. Чем больше предварительное натяжение арматуры, тем выше требуется тем-

пература нагрева арматуры для достижения бетоном сжатой зоны предельных деформаций при сжатии или срезе.

Деформации продольной арматуры при огневом воздействии в зоне поперечных сил развиваются неравномерно по длине балки, увеличиваясь к месту приложения сосредоточенного груза. Это происходит потому, что изгибающий момент уменьшается прямолинейно от максимального значения под силой до нуля на опоре и создает небольшие растягивающие напряжения от внешней нагрузки в продольной арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной.

Наибольшее значение деформаций арматуры в месте приложения сосредоточенной силы указывает на то, что бетон сжатой зоны в крайнем волокне будет достигать быстрее предельных деформаций сжатия.

В предварительно напряженных балках с поперечной арматурой вычисленные суммарные деформации арматуры дают хорошую сходимость с опытными. Это доказывает правомерность вычисления суммарных деформаций арматуры.

При разрушении балок в зоне чистого изгиба от текучести продольной предварительно напряженной арматуры или выкола бетона сжатой зоны средняя относительная деформация нагретой арматуры равнялась 1,5%.

При вычислении деформации арматуры при нагреве необходимо учитывать работу растянутого бетона на участках между трещинами путем введения в расчетные формулы коэффициента ψ_s . Однако, как показывают расчеты, значения ψ_s при температуре нагрева выше 400°C можно принять равными единице, что указывает на то, что в предельном состоянии все растягивающее усилие от нагрузки воспринимает одна арматура.

Деформации бетона в балках, испытанных при нормальной температуре на уровне напрягаемой арматуры, до появления вертикальных трещин в зонах чистого изгиба и поперечных сил практически одинаковы и резкого перелома их после появления наклонной трещины не наблюдается. Это связано с тем, что предварительное напряжение продольной арматуры отдалает момент возникновения наклонных трещин и в случае их появления происходит быстрое разрушение балки по наклонному сечению без сильного раскрытия трещин. Деформации крайнего сжатого волокна бетона увеличиваются в зависимости от нагрузки, достигая 0,15—0,28%.

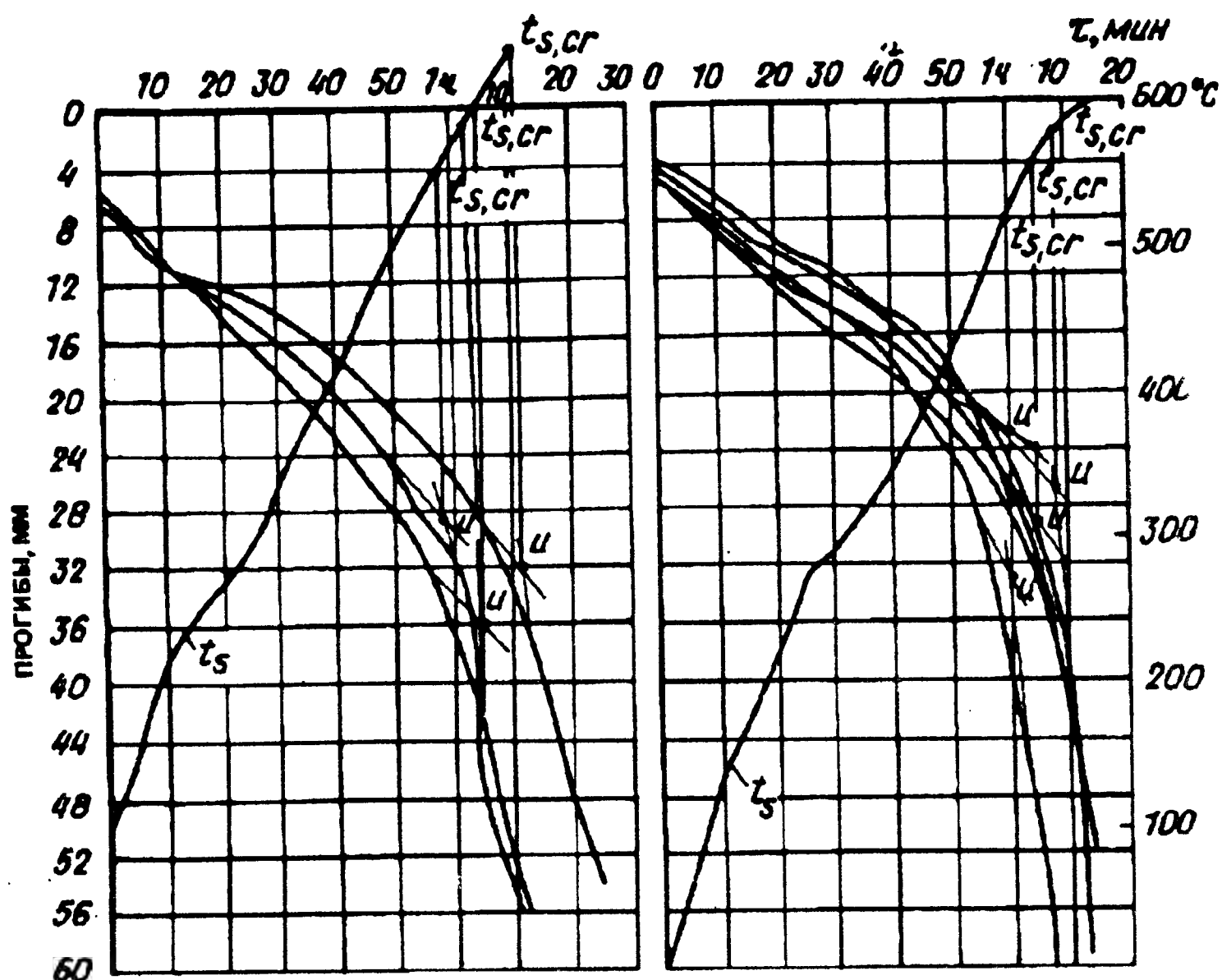


Рис. 35. Определение критической температуры арматуры $t_{s,cr}$ по прогибам и температуры арматуры t_s при трехстороннем воздействии огня в балках с арматурой

а — класса А-IV; б — класса Вр-II и предел огнестойкости по образованию пластического шарнира в растянутой зоне

Прогибы балок зависели от внешней нагрузки и предварительного напряжения продольной арматуры. Прогиб балки на начальном участке за 2 ч нагрева составил 30 мм, а на конечном — за последующие 20 мин тоже 30 мм. Сначала прогиб увеличивается в основном из-за температурного расширения арматуры в бетоне, а затем из-за развития пластических деформаций арматурной стали (рис. 35). Переход от начального участка прогиба к конечному соответствует критической температуре нагрева арматуры, при которой предел текучести арматурной стали при нагреве снижается до величины действующих в арматуре напряжений от внешней нагрузки. Значения критической температуры, полученные графически, совпадают с расчетными (см. табл. 28).

Характер нарастания прогибов балок с напрягаемой стержневой арматурой не изменяется по сравнению с не-

напряженными образцами. Однако начальный участок с замедленным развитием прогиба заметно сокращается с увеличением изгибающего момента.

В балках со стержневой напрягаемой арматурой, имеющих предварительное напряжение $0,25$ и $0,56R_s$ при нормативной нагрузке $0,5F$, значение критической температуры составило соответственно 450 и 530°C . Увеличение нагрузки до $0,8F$ при предварительном напряжении арматуры $0,56R_s$ снизило критическую температуру до 415°C . При нагрузке $0,5F$ погашается предварительное обжатие бетона, и при огневом воздействии балка работает без предварительного напряжения с напряжениями в арматуре, близкими к пределу текучести. Прогибы в балках со стержневой арматурой интенсивно развиваются с самого начала огневого воздействия в результате проявления больших пластических деформаций в нагретой арматуре.

Для балок с напрягаемой проволочной арматурой при нагрузке $0,4F$ характерно быстрое развитие прогибов, приводящее конструкцию к разрушению при температуре арматуры $300\text{--}400^{\circ}\text{C}$. Значения прогибов перед разрушением в этих балках в $1,5\text{--}2$ раза превосходили прогибы балок со стержневой арматурой, имеющих одинаковую силу обжатия бетона напрягаемой арматурой к моменту испытания.

В балках с проволочной арматурой наблюдалась более интенсивная потеря предварительного напряжения и более быстрое нарастание пластических деформаций по сравнению с балками со стержневой арматурой. Увеличение предварительного напряжения повышает критическую температуру нагрева. Таким образом, предварительное напряжение продольной арматуры увеличивает трещиностойкость наклонных и нормальных сечений изгибаемого железобетонного элемента при огневом воздействии и уменьшает деформативность нагретой арматуры. Деформации арматуры при нагреве вычисляются суммированием деформаций температурного расширения арматуры в бетоне, пластических деформаций от быстرونатекающей ползучести и приращения деформации арматуры от снижения ее модуля упругости при нагреве с деформациями от внешней нагрузки.

Огнестойкость изгибаемых элементов при разрушении по наклонному сечению. При принятой схеме загрузки

балок двумя сосредоточенными силами, когда имеется зона чистого изгиба и зона совместного действия изгибающего момента и поперечной силы, в зависимости от их соотношения, процента продольного и поперечного армирования, значения предварительного напряжения продольной арматуры, размеров сечения разрушение элемента может произойти как по нормальному сечению в пролете, так и по наклонному сечению на опорах.

Достаточное поперечное армирование в виде хомутов приводит к разрушению элемента в зоне чистого изгиба из-за образования пластического шарнира в растянутой арматуре в результате снижения ее предела текучести до значения действующих в ней напряжений от нагрузки. В этот момент начинается интенсивное развитие пластических деформаций арматуры.

Этот случай характерен для балок с небольшими напряжениями в растянутой арматуре с ненапрягаемой или слабонапряженной $0,4R_s$ арматурой. К моменту наступления предела огнестойкости по растянутой арматуре бетон сжатой зоны прогревался в балках до температуры $450—500^{\circ}\text{C}$ и снижался модуль упругости бетона и проявлялись его пластические деформации.

Хрупкое разрушение бетона сжатой зоны раньше начала текучести растянутой арматуры происходит при больших сжимающих напряжениях в нем, когда значение предварительного обжатия бетона $0,5R_s$ сочетается с нагрузкой $0,7—0,8F$.

Разрушение бетона сжатой зоны происходит при небольших температурах его нагрева и значительных сжимающих напряжениях в нем, когда пластические свойства бетона при нагреве не успевают проявиться и модуль упругости снижается незначительно. Этот случай аналогичен разрушению перearмированных железобетонных изгибаемых элементов при обычной температуре и характеризуется недоиспользованием механических свойств растянутой арматуры.

Граничный случай разрушения происходит тогда, когда предельная сжимаемость нагретого бетона исчерпывается одновременно с возникновением пластического шарнира в растянутой арматуре. Предельные деформации сжатого бетона колеблются в значительных пределах в зависимости от температуры его нагрева. При температуре крайнего волок-

на 100°C и ниже в предельном состоянии они равны $20 \cdot 10^{-4}$. При более высоких температурах нагрева это значение достигает $25 \cdot 10^{-4}$.

Высота сжатой зоны бетона в предельном состоянии при огневом воздействии повышается с возрастанием предварительного напряжения. С увеличением высоты сжатой зоны в крайнем сжатом волокне бетона быстрее достигаются предельные деформации сжатия. Это приводит к хрупкому разрушению бетона сжатой зоны раньше или одновременно с началом текучести продольной арматуры.

Увеличение предварительного напряжения продольной арматуры, особенно из высокопрочной проволоки, создает опасность хрупкого разрушения при пожаре раньше начала текучести в арматуре. Балки с поперечным армированием и ненапрягаемой продольной арматурой при нагрузке $0,3—0,4F$, приложенной на расстоянии от опоры $1,5-2h$, разрушились от текучести продольной арматуры. Разрушение происходило при раскрытии нормальных трещин до $5—6$ мм и высоте сжатой зоны $0,25h$.

При нормальной температуре такие балки хрупко разрушались от выкола бетона сжатой зоны при раскрытии нормальных трещин $0,2—0,3$ мм, что характерно для перearмированных элементов. Изменение характера разрушения при огневом воздействии происходит в результате резкого увеличения упругих и пластических деформаций бетона при нагреве до 500°C под нагрузкой.

Разрушение балок при огневых испытаниях без поперечной арматуры с предварительным напряжением продольной стержневой арматуры $0,4R_s$ при нагрузке $0,43F$ и расстоянии от сосредоточенного груза до опоры $2h$ происходило от текучести арматуры без выкола бетона сжатой зоны при большом раскрытии нормальных трещин и высоте сжатой зоны $0,35h$. Испытание такой же балки при нормальной температуре привело к разрушению ее по наклонной трещине при незначительном раскрытии нормальных трещин. Предварительное напряжение, увеличивая трещиностойкость и огнестойкость наклонного сечения, приводит к разрушению балки в зоне чистого изгиба от текучести арматуры.

Балки с хомутами и нагрузкой $0,5F$ разрушались от текучести арматуры с выколом бетона сжатой зоны. При этом

нормальные и наклонные трещины раскрывались, развиваясь вверх и сокращая высоту сжатой зоны до $0,25h$.

Уменьшение расстояния с 2 до $1,5h$ увеличило высоту сжатой зоны бетона до $0,4h_0$. Балки разрушались от выкола бетона сжатой зоны под нагрузкой с разрывом продольной арматуры. Увеличение нагрузки до $0,78F$ при расстоянии от опоры до груза $2,2h$ повышало изгибающий момент и приводило к граничному случаю разрушения от текучести арматуры и выкола бетона сжатой зоны. При этом наклонные трещины раскрывались до 3—4 мм. При уменьшении защитного слоя хомутов от 2,5 до 1,5 см балки с проволоочной продольной арматурой разрушались по наклонному сечению с разрывом хомутов и срезом бетона сжатой зоны над наклонной трещиной в результате более интенсивного прогрева арматуры хомутов и снижения предела текучести до значения действующих напряжений от нагрузки. При увеличении коэффициента поперечного армирования от 0,084 до 0,13% с защитным слоем 2,5 см балки разрушались в зоне чистого изгиба от текучести продольной арматуры. При шаге хомутов 10 см наклонные трещины не образовывались в течение всего периода испытаний. При трехветвенных хомутах с шагом 15 см наклонные трещины, образовавшиеся через 15—20 мин нагрева, раскрывались до 3—4 мм при огневом воздействии. При испытании таких же балок при нормальной температуре разрушение происходило от среза бетона сжатой зоны над наклонной трещиной с разрывом хомутов.

При проектировании конструкции необходимо производить расчет огнестойкости нормальных и наклонных сечений изгибаемого элемента с подбором оптимального значения предварительного напряжения продольной арматуры, нормативной нагрузки и поперечного сечения элемента.

При увеличении нормативной нагрузки с 0,5 до $0,8F$ предел огнестойкости предварительно напряженной балки со стержневой арматурой уменьшается с 1 ч 20 мин до 1 ч из-за хрупкого разрушения бетона сжатой зоны.

В балках с предварительно напряженной проволоочной арматурой увеличение нормативной нагрузки с 0,35 до $0,47F$ не изменило предел огнестойкости конструкции, равный 1 ч 07 мин.

Определение предела огнестойкости от действия изгибающего момента, воспринимаемого изгибающим железобе-

тонным элементом в нормальном сечении с трещиной, исходя из условия прочности и условия предельных деформаций арматуры и бетона при нагреве производится по формулам (138)—(140) и (146).

Если изгибающий момент, определенный из условия прочности арматуры по формуле (138) больше момента, вычисленного из условия предельных деформаций арматуры и бетона по формуле (146), то разрушение изгибаемого элемента происходит от текучести продольной арматуры. Предел огнестойкости определяется точкой пересечения горизонтали на уровне нормативного изгибающего момента с кривой снижения изгибающего момента, вычисленного из условий предельных деформаций. В этом случае бетон сжатой зоны обладает некоторым запасом прочности.

Характер разрушения по наклонному сечению железобетонной балки прямоугольного сечения без поперечной арматуры, загруженной двумя сосредоточенными силами и подвергающейся огневому воздействию, зависел от значения нормативной нагрузки и предварительного напряжения продольной арматуры.

Балка с ненапрягаемой арматурой без хомутов при нагрузке $0,57F$ разрушилась в зоне чистого изгиба от текучести продольной арматуры, несмотря на сильное раскрытие наклонных трещин. При увеличении нагрузки до $0,85F$ балка разрушилась по наклонной трещине через 8 мин после начала нагрева. Испытание такой же балки при нормальной температуре привело к разрушению по наклонной трещине. Разрушение произошло одновременно с появлением наклонной трещины на уровне центра тяжести сечения. В балках без поперечного армирования с ненапрягаемой продольной арматурой возникновение наклонной трещины от главных растягивающих напряжений на уровне центра тяжести сечения совпадают с разрушением балки по наклонному сечению.

При предварительном напряжении арматуры $0,4R_s$ и нагрузке $0,55F$ балки разрушились по наклонному сечению через 53—55 мин, т.е. гораздо раньше образования пластического шарнира в растянутой арматуре. Разрушение балки происходило от среза бетона над наклонной трещиной по наклонным площадкам при уменьшении высоты сжатой зоны до предельного значения. Угол, по которому проходила плоскость среза бетона, в основном сов-

падал с направлением наклонной трещины. Увеличение предварительного напряжения арматуры до $0,56R_s$ при той же нормативной нагрузке повысило предел огнестойкости наклонного сечения до 1 ч 30 мин. При этом разрушение балки по наклонному сечению совпадало с моментом начала текучести в продольной арматуре.

Испытание такой же балки при нормальной температуре привело к разрушению ее по наклонной трещине. При этом образование первой наклонной трещины произошло при нагрузке 900 гН, а разрушение балки при нагрузке 1250 гН.

Предварительное напряжение продольной арматуры увеличивает огнестойкость изгибаемого железобетонного элемента в наклонном сечении без поперечного армирования, отдаляя момент наступления предельных деформаций бетона сжатой зоны и растянутой арматуры.

Разрушение по наклонному сечению при нормальной температуре и огневом воздействии происходило после исчерпания предварительного обжатия бетона напрягаемой арматурой вследствие потери предварительного напряжения при нагреве. Это разрушение наступает в результате концентрации касательных напряжений от нагрузки по высоте сжатой зоны бетона из-за ее постоянного уменьшения до предельного значения. При нагреве в бетоне развиваются пластические деформации и в предельном состоянии он перестает воспринимать касательные напряжения и срезается после достижения предельной прочности бетона на срез.

Поперечное армирование в виде двухветвенных хомутов с шагом 15 см в основном обеспечивало огнестойкость балки в наклонном сечении при нагрузке $0,5—0,6F$. Несмотря на сильное раскрытие наклонных трещин до 3—4 мм и развитие трещин до сжатой грани балки, разрушение происходило в зоне чистого изгиба от текучести продольной арматуры. При увеличении нагрузки до $0,8F$ и расстояния от опоры до груза $2,3h$ балки разрушались по наклонному сечению с разрывом хомутов и срезом сжатого бетона.

При испытании предварительно напряженных балок с хомутами при расстоянии от опоры до груза $1,5h$ при нормальной температуре разрушение наступало по наклонной трещине с разрывом хомутов, срезом и выколом бетона сжатой зоны над наклонной трещиной.

Балки с напрягаемой арматурой и хомутами при нормальной температуре и огневом воздействии разрушались по наклонной трещине при разрыве хомутов, напряжения в которых достигают предела текучести арматурной стали при увеличении внешней нагрузки или снижения предела текучести арматуры от нагрева.

Образование и развитие наклонных трещин, напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента при действии поперечных сил в условиях пожара несколько изменяются, но в основном происходит так же, как и при нормальной температуре. Это дает основание считать, что метод расчета прочности наклонных сечений, предложенный А.С. Залесовым, для конструкций, работающих в условиях воздействия нормальных температур, может быть применен и для воздействия высоких температур при пожаре с учетом тех изменений и дополнений, которые вносит температура.

Принятая расчетная схема усилий наклонного сечения изгибаемого железобетонного элемента при воздействии высокой температуры учитывает продольные и поперечные внутренние усилия в верхнем и нижнем блоках (рис. 36).

За расчетное условие прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов при воздействии высокой температуры принимается условие, вытекающее из уравнения равновесия поперечных сил в наклонном сечении

$$Q = Q_{sw} + Q_{b1} + Q_{b2}. \quad (156)$$

Усилие в хомутах Q_{sw} , нормальных к продольной оси элемента, определяется с учетом максимальной температуры нагрева хомутов по формуле

$$Q_{sw} = \Sigma R_{swn} \gamma_{st} A_{sw} = q_{sw} C. \quad (159)$$

Усилие Q_{b1} , воспринимаемое бетоном сжатой зоны над наклонной трещиной, определяется в соответствии с принятой эпюрой касательных напряжений в зависимости от значения сопротивления бетона срезу при нагреве по средней температуре сжатой зоны сечения по формуле

$$Q_{b1} = 0,5 R_{rtb} x. \quad (160)$$

Усилие Q_{b2} , характеризующее нагельную силу в продольной арматуре и силы зацепления в наклонной трещине, определяется по формуле

$$Q_{b2} = 0,35R_{rt}b(x - x_0). \quad (161)$$

Сопротивление бетона срезу R_{rt} вычисляется по приближенной зависимости, полученной из критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии

$$R_{rt} = 2,5R_{bt}\gamma_{tt} \left(1 + 5 \frac{\sigma_y}{R_b\gamma_{bt}}\right), \quad (162)$$

но принимается не более $0,5R_b\gamma_{bt}$.

Напряжение σ_y определяется по приближенной зависимости

$$\sigma_y = \frac{F}{(2,5x + l_{on})b} \left(1 - \frac{x_0}{h_0}\right). \quad (163)$$

Высота сжатой зоны над трещинами нормальными x и наклонными x_0 определяется по формуле

$$\frac{x}{h_0} = \frac{0,5\alpha\mu_s + \delta^2}{0,5\alpha\mu_s + \delta}, \quad (164)$$

где

$$\delta = \frac{M}{0,7R_b\gamma_{bt}bh_0^2}. \quad (165)$$

Продольное усилие N_{b2} в нижнем блоке от нагрузки или предварительного напряжения в продольной арматуре определяется по формуле

$$N_{b2} = 0,5R_b\gamma_{bt}(x - x_0). \quad (166)$$

Значение R_{rt} , вычисленное из опыта, колебалось от 0,15 до $0,5R_b\gamma_{bt}$. В практических расчетах оно может быть принято $0,3R_b\gamma_{bt}$ в зависимости от средней температуры сжатой зоны бетона.

Таблица 29. Сравнение опытной и теоретической поперечной силы

Шифр ба- лок по табл. 1	Температура, °С		Прочность бетона, МПа		Пролет среза а, см	Поперечная сила, кН		Q/Q_1
	на сжатой границе сечения	на растя- жении сечения	на сжатие	на растя- жение		опытная разру- шающая Q	Теорети- ческая Q_1	
Б-1	20	20	20,5	2,1	75	60	57	1,05
	150	80	20	1,05	63	52	46,5	1,12
Б-2	540	350	27	1,63	70	76	73,8	1,03
	550	350	27	1,63	70	76	73,8	1,03
	400	250	26	1,5	70	76	70,4	1,08
	400	250	26	1,5	70	76	70,5	1,07
	20	20	26	2,5	70	90	79	1,14
Б-3	580	400	35	1,96	55	94	103,3	0,91
	440	350	35	1,92	80	102,5	88,4	1,16
	580	400	35	1,96	55	94	92,2	1,02
	435	350	35	1,82	80	102,5	90,7	1,13
Б-4	410	300	32	1,72	80	102,5	84,7	1,21
	20	20	32	2,65	50	230	221,2	1,04
Б-5	500	200	28	1,54	60	99,5	90,5	1,1
	420	200	28	1,54	80	99,5	83,4	1,18
	430	200	28	1,54	80	99,5	84,4	1,18
	20	20	28	2,8	60	140	146	0,96

Поперечное усилие в наклонном сечении, воспринимаемое бетоном $Q_b = Q_{b1} + Q_{b2}$ для железобетонных элементов с поперечной арматурой, определяется по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{tt} b h_0^2}{C} \quad (167)$$

и без поперечной арматуры — по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{tt} b h_0^2}{C}, \quad (168)$$

но принимается не более $2,5 R_{bt} \gamma_{tt} b h_0$.

Коэффициент φ_n учитывает влияние продольных сил и определяется по формуле

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} \gamma_{tt} b h_0}, \quad (169)$$

но не более 0,5.

Коэффициенты $\varphi_{b2} = 2$ — при нормальной температуре, $2,5$ — при средней температуре бетона сжатой зоны 300°C и 3 — при 600°C . Коэффициент $\varphi_{b4} = 1,5$ — независимо от температуры.

Результаты испытаний и расчеты показывают, что наличие хомутов уменьшает относительную высоту сжатой зоны бетона, и в предельном состоянии она не оказывает влияния на огнестойкость изгибаемого элемента в наклонном сечении.

Напряжения сжатия в крайнем волокне бетона над наклонной трещиной в балках без поперечной арматуры, разрушение которых происходило от среза бетона при огневом воздействии, достигали призмочной прочности нагретого бетона. Однако при разрушении балок по наклонному сечению при огневом воздействии выкола бетона над наклонной трещиной не наблюдалось. Разрушение таких же балок по наклонному сечению, испытанных при нормальной температуре, происходило с выколом бетона над наклонной трещиной. Это указывает на то, что в предельном состоянии в наклонном сечении при нормальной температуре бетон достигает предельных деформаций сжатия.

Прочность наклонного сечения предварительно напряженных балок при огневом воздействии, определенная по формуле (158), близка к опытной (табл. 29). Расчет предела огнестойкости балки как в нормальном, так и в наклонном сечении может производиться графически путем построения кривой снижения прочности изгибаемого элемента во время.

Прочность наклонного сечения балки с хомутами при огневом воздействии определяется значением изгибающего момента и поперечной силы, которые вычисляются по формулам (158)—(168) через определенные промежутки времени с учетом снижения нормативного сопротивления бетона сжатой зоны, продольной арматуры и арматуры хомутов при нагреве. Температура продольной арматуры вычисляется как среднее арифметическое температуры всех стержней.

Температура хомутов принимается по максимальной величине у крайнего стержня продольной арматуры посередине пролета среза. Температура бетона сжатой зоны принимается как среднее от температуры слоев бетона по ширине сечения балки. Температура бетона и арматуры определяется теплотехническим расчетом в зависимости от влажности бетона перед испытанием в разные периоды нагрева.

Точка на кривой снижения прочности при нагреве, соответствующая величине нормативного изгибающего момента и поперечной силы, действующих на балку, будет характеризовать время наступления предела огнестойкости наклонного сечения изгибаемого элемента.

4. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ БАЛКИ ИЗ КЕРАМЗИТОПЕРЛИТОБЕТОНА

При испытаниях на огнестойкость балки (Б-10 и Б-11, см. табл. 1) нагревались по стандартному температурному режиму с трех сторон, нижней и двух боковых поверхностей. При этом верхняя грань балки частично нагревалась до высокой температуры из-за образования зазоров между балками и плитами, покрывающими пространство печи. Наиболее быстро прогревались части сечения балки, близкие к нагреваемым поверхностям (рис. 37). Средняя часть сечения нагревалась медленно. В балках влажность бетона составляла 1,5—3%.

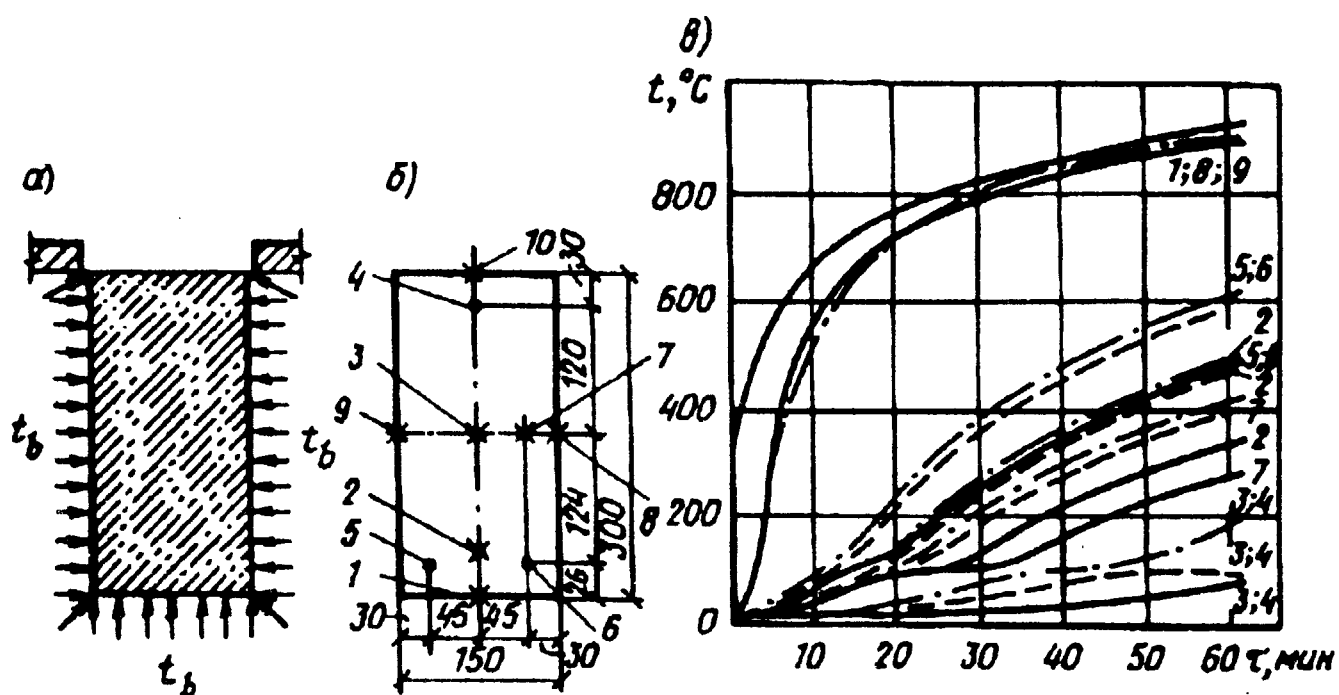


Рис. 37. Температура бетона по сечению балки при трехстороннем воздействии огня

a — воздействие огня; b — расположение термодпар; c — кривые температур;
 - - - - в керамзитобетоне; — — в керамзитоперлитобетоне; — . — . —
 в тяжелом бетоне

Теоретическое распределение температуры в сечениях керамзитоперлитобетонных балок за время воздействия стандартного пожара определяли по формулам (121)—(128) с использованием ЭВМ. Теоретические кривые прогрева бетона также были вычислены для аналогичных балок из керамзитобетона и тяжелого бетона на известняковом заполнителе с плотностью соответственно 1380 и 2250 кг/м³. Как видно из рис. 37, сечение балки из керамзитоперлитобетона прогревается значительно медленнее, чем аналогичные сечения балок из керамзитобетона и тяжелого бетона.

От совместного воздействия огня и нагрузки в балках интенсивно развиваются деформации растянутой арматуры и сжатого бетона, обусловленные температурным расширением и развитием пластических деформаций арматуры и бетона сжатой зоны. Пластические деформации арматуры значительно возрастают при температуре выше 350⁰С. Полные деформации растянутой арматуры состоят из деформаций от нагрузки с учетом снижения модуля упругости арматуры при нагреве, температурного расширения и пластических деформаций.

Деформации от внешней нагрузки определяли с учетом снижения модуля упругости при нагреве по формуле (134), средние температурные деформации арматурной стали —

по формуле (36) и полные деформации арматурной стали — по формуле (25). Расчетные деформации растянутой арматуры балок, испытанных в условиях ограничения продольных деформаций, вычисляли также по формуле (134) с учетом замеренных усилий продольного сжатия.

При ограничении продольных деформаций балок в начале нагрева интенсивность развития деформаций растянутой арматуры несколько снижается по сравнению с обычными балками. Однако при наступлении предела огнестойкости из-за увеличения эксцентриситета усилия продольного сжатия и более высокой температуры нагрева арматуры, при которой значительно снижаются механические свойства, деформации растянутой арматуры балок значительно увеличиваются (табл. 30). Вычисленные деформации растяжения арматуры балок сходятся с опытными.

Полный прогиб балок состоял из прогиба от действия нагрузки и неравномерного нагрева по высоте сечения. Прогиб от действия нагрузки с учетом развития пластических деформаций и изменения модуля упругости арматуры керамзитоперлитобетона с повышением температуры определяли по формуле (135). Прогиб от неравномерного нагрева по высоте сечения свободно опертых балок вычисляли по формуле (96).

В начале прогрева прогибы балок возрастают в основном за счет температурной кривизны, потом, когда температура в арматуре превышает 350°C , интенсивное увеличение прогибов происходит в основном из-за пластических деформаций растянутой арматуры. На развитие прогибов также существенное влияние оказывает снижение прочностных и деформативных свойств арматуры и бетона.

Разрушение балок с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой при принятой схеме загрузки образцов двумя сосредоточенными силами происходит по нормальному сечению в пролете. При этом наблюдалось хрупкое мгновенное разрушение балок, соответствующее граничному случаю разрушения, при котором одновременно временное сопротивление растянутой арматуры с повышением температуры снижается до значения рабочих напряжений и напряжения в сжатом бетоне под влиянием нарастающего прогиба элемента, и сокращения высоты сжатой зоны достигают призмочной прочности.

Т а б л и ц а 30. Деформации растянутой арматуры и прогибы изгибаемых элементов при критической температуре нагрева арматуры

Шифр образцов по табл. 1	Момент, кН·м	Критическая температура нагрева арматуры, °С		$\xi_f 10^{-5}$	$\xi_{st} 10^{-5}$	$\xi_{sc} 10^{-5}$	Деформация арматуры		Прогиб от нормативной нагрузки, мм		f_l , мм	Полный прогиб, мм	
		опытная	теоретическая				$\xi_s 10^{-5}$ теоретическая	$\xi_s 10^{-5}$ опытная	при 20°С	при нагреве до $t_{s.cr}$		теоретический	опытный
Без ограничения продольных деформаций балок													
Б-10	28	480	480	105	574	618	1297	1180	8	44	10	54	48
	28	460	480	105	574	618	1297	1130	9	50	9	59	53
	29	480	470	218	554	415	1187	1250	17	57	9	65	58
	29	450	470	200	554	415	1169	1310	17	50	8	58	36
Б-11	17	480	543	50	660	773	1483	1215	11	58	9	67	60
	28	490	480	140	574	618	1332	1440	8	41	9	50	54
	28	480	480	125	574	618	1317	1425	6	47	10	57	50
	29	500	470	290	554	415	1259	1520	13	35	12	47	48
	29	485	470	230	554	415	1199	1570	15	48	12	60	58

Шифр образцов по табл. 1	Момент, кН·м	Критическая температура арматуры, °С		$\xi_f 10^{-5}$	$\xi_{st} 10^{-5}$	$\xi_{sc} 10^{-5}$	Деформация арматуры		Прогиб от нормативной нагрузки, мм		f_t , мм	Полный прогиб, мм	
		опытная	теоретическая				$\xi_s \cdot 10^{-5}$ теоретическая	$\xi_s \cdot 10^{-5}$ опытная	при 20°C	при нагреве до $t_{s,cr}$		теоретический	опытный
Соограничением продольных деформаций балок													
Б-10	21	560	538	80	665	773	1518	1400	9	53	13	66	73
	21	560	538	80	665	773	1518	1580	8	61	12	73	74
Б-11	21	530	538	86	661	775	1522	1600	10	47	13	60	52
	21	540	538	77	661	775	1513	1750	8	44	13	57	56

Предельная относительная высота сжатой зоны определяется по формуле (113). При этом характеристика сжатой зоны для керамзитоперлитобетона классов В20 и В30 определяется по формуле

$$\omega = 0,8 - 0,0048 R_b \gamma_{bt}. \quad (170)$$

Момент, который может воспринимать нормальное сечение при условии $x \leq \xi_R h_0$, вычисляется из неравенства (138).

Высоту сжатой зоны определяли по формуле (140). Коэффициент $\gamma_{s,cr}$, соответствующий достижению температуры нагрева растянутой арматуры критического значения находили по формуле (149).

Коэффициент $\gamma_{s,cr}$ при условии $x < 2a'$ определяли по формуле

$$\gamma_{s,cr} = \frac{M}{R_{sn} A_s (h_0 - a')}. \quad (171)$$

Вычислив значение коэффициента $\gamma_{s,cr}$ по формуле (171), находили расчетную критическую температуру нагрева растянутой арматуры, которая удовлетворительно согласуется с опытной (см. табл. 30).

$$t_{s,cr} = 65 + \sqrt{3,2 \cdot 10^5 - 3,2 \cdot 10^5 \gamma_{s,cr}}. \quad (172)$$

Определив расчетную критическую температуру нагрева арматуры, теоретический предел огнестойкости балок, соответствующий минимальному промежутку времени с начала огневого воздействия до нагрева растянутой арматуры до критической температуры, находили теплотехническим расчетом.

С повышением температуры временное сопротивление растянутой арматуры снижается до величины действующих напряжений, критическая температура нагрева напряженной и ненапряженной арматуры близка, вследствие равенства предельных усилий и одинакового снижения прочности при нагреве. Однако напряженная и ненапряженная арматура из стали одной марки с равной площадью поперечного сечения при нагреве до одинаковой температуры имеет разные деформации.

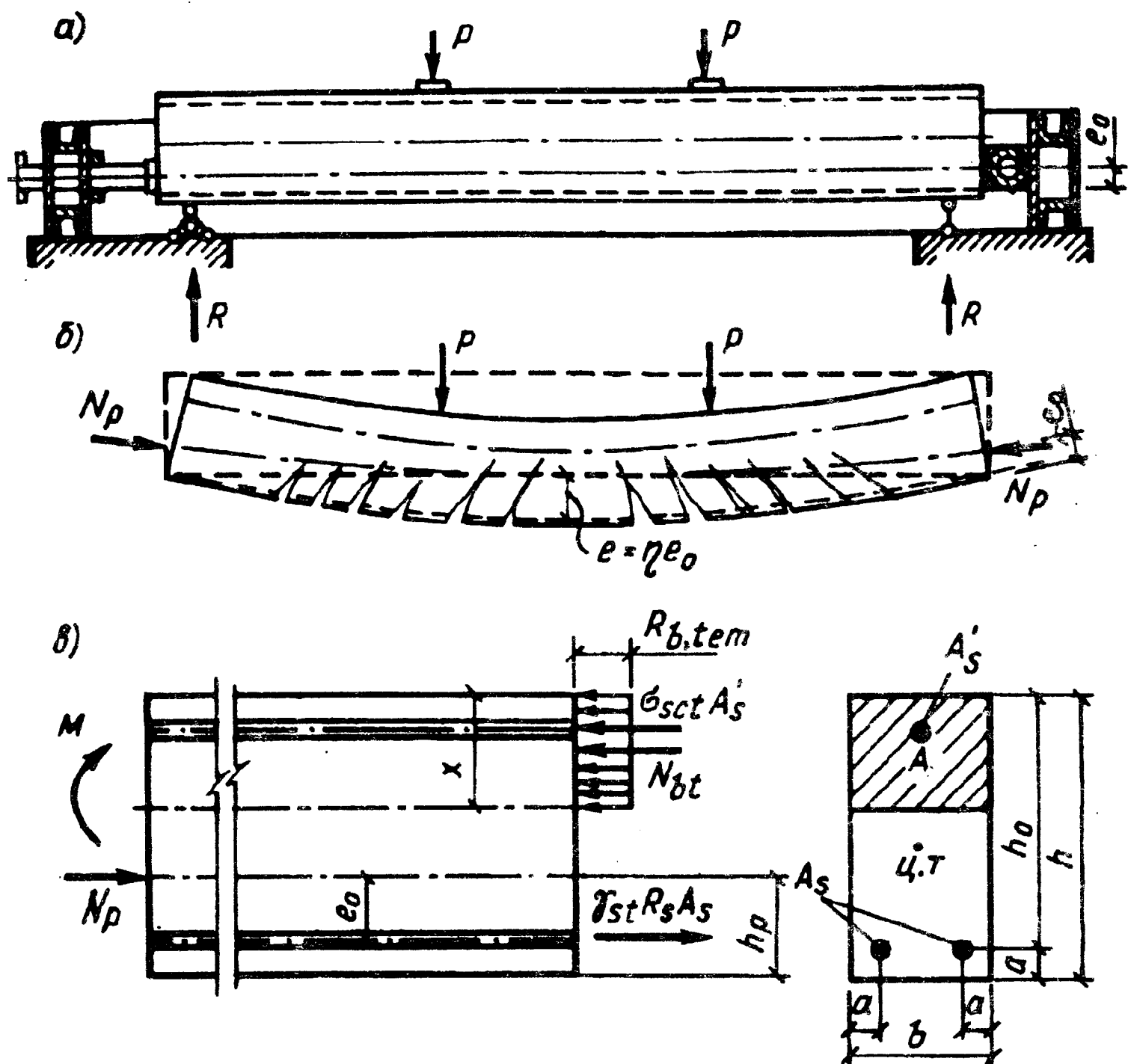


Рис. 38. Схемы

a — ограничения продольных деформаций балки; b — предельного состояния балки; c — усилий и эпюры напряжений в сечении изгибаемого элемента в предельном состоянии

Предел огнестойкости изгибаемых элементов зависит от снижения временного сопротивления стали и интенсивности развития деформаций арматуры и бетона.

Предел огнестойкости балок из керамзитоперлитобетона с нагреваемой арматурой класса А-VI марки 22Х2Г2АЮ составил 60—65 мин, а для балок с ненапрягаемой арматурой соответственно — 50—58 мин. Предел огнестойкости балок с напрягаемой арматурой оказался в среднем больше аналогичных балок с ненапрягаемой арматурой на 9,6—13,9%. Предварительное напряжение арматуры несколько увеличивает предел огнестойкости и заметно отдалает момент появления трещин.

В преднапряженных балках интенсивное появление трещин начиналось после 50—55-минутного огневого воздействия, а в балках без предварительного напряжения арматуры — после 40—45 мин, что свидетельствует о том, что предварительное напряжение уменьшает потерю жесткости изгибаемого элемента при нагреве.

Изменение прочности на сжатие с 26,1 до 30,1 МПа керамзитоперлитобетона практически не влияет на предел огнестойкости изгибаемых элементов. При прочих равных условиях пределы огнестойкости балок из керамзитоперлитобетона больше пределов огнестойкости аналогичных балок из керамзитобетона в среднем на 28% и из тяжелого бетона с заполнителем из известняка — на 34%.

При одинаковом защитном слое растянутой арматуры пределы огнестойкости предварительно напряженных балок из керамзитоперлитобетона, армированных горячекатаной арматурной сталью класса А-VI, больше пределов огнестойкости таких же элементов из тяжелого бетона, армированных арматурной сталью класса Ат-V и Ат-VI в среднем соответственно на 31 и 24%.

Разрушение балок при нагружении двумя сосредоточенными силами и ограничении продольных деформаций также происходит по нормальному сечению в пролете. В таких условиях балка от возрастающего во времени продольного усилия сжатия работает на внецентренное сжатие (рис. 38).

Расчет таких элементов производят с учетом влияния прогиба элемента на его прочность умножением эксцентриситета продольного усилия на коэффициент η , определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}. \quad (173)$$

Расчет производили с учетом случайного эксцентриситета, равного 0,5 см,

$$e' = \eta e_0 + 0,5, \quad (174)$$

где e_0 — эксцентриситет усилия продольного сжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры.

Во время воздействия огня при ограничении продольных деформаций в элементе возникает продольное усилие

сжатия, которое алгебраически суммируется с моментом, в связи с чем предел огнестойкости элемента увеличивается

При наступлении предела огнестойкости сжатая зона сечения воспринимает усилие

$$M - Ne' = R_{bn}\gamma_{bt}bx(h_0 - 0,5x) + (R_{sct} - \sigma_{p2})(h_0 - a')A'_s, \quad (175)$$

откуда при замеренных значениях продольных усилий в предельном состоянии высоту сжатой зоны бетона определяли по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[M - Ne' - A'_s(R_{sct} - \sigma_{p2})(h_0 - a')]}{bR_{bn}\gamma_{bt}}}. \quad (176)$$

Условие предельного равновесия по растянутой зоне можно записать в виде

$$M - Ne = R_{sn}\gamma_{st}A_s(h_0 - 0,5x) + (R_{sct} - \sigma_{p2})(0,5x - a')A'_s, \quad (177)$$

откуда можно определить величину коэффициента γ_{st} по формуле

$$\gamma_{st} = \frac{M - Ne - (R_{sct} - \sigma_{p2})(0,5x - a')A'_s}{R_{sn}A_s(h_0 - 0,5x)}. \quad (178)$$

В формулах (177)—(178)

$$e = h_0 - 0,5x - e'. \quad (179)$$

При ограничении продольных деформаций предварительно напряженных балок из керамзитоперлитобетона предел огнестойкости увеличивается вследствие возрастающего во времени продольного усилия сжатия.

При ограничении продольных деформаций появлению пластического шарнира препятствует продольное усилие сжатия, которое уменьшает растягивающие усилия и увеличивает критическую температуру нагрева арматуры.

Благодаря возрастающему во времени продольному усилию сжатия отдалается момент появления трещин. При ограничении продольных деформаций балки происходит увеличение продольного усилия до некоторого максимального значения, после достижения которого вследствие увеличения эксцентриситета этого усилия, прогибы балки, а также деформации растянутой арматуры резко возрастают.

При наступлении предела огнестойкости изгибаемого элемента, испытанного с ограничением продольных деформаций и без него, характер и схема разрушения аналогичны. При этом критическая температура нагрева растянутой арматуры увеличивается по сравнению с аналогичными балками, испытанными без ограничения продольных деформаций.

Предел огнестойкости предварительно напряженных балок при ограничении продольных деформаций составляет соответственно 68—78 мин, что в среднем больше предела огнестойкости аналогичных элементов, испытанных без ограничения продольных деформаций с напрягаемой арматурой на 17 и с ненапрягаемой арматурой — на 33% (рис. 39). Интенсивное раскрытие трещин в растянутой зоне балок наблюдалось после 60—68-минутного огневого воздействия.

На предел огнестойкости изгибаемых элементов в условиях ограничения продольных деформаций существенное влияние оказывают температурные деформации бетона. Чем больше относительная величина температурных деформаций, т.е. чем меньше усадка бетона, тем быстрее достигает своего максимального значения продольное усилие сжатия.

Расчеты показали, что пределы огнестойкости предварительно напряженных балок из керамзитоперлитобетона класса В20 и В30 в условиях ограничения продольных деформаций больше по сравнению с аналогичными статически определимыми элементами из керамзитобетона — на 38% и из тяжелого бетона на известняке — на 42%, а по сравнению с аналогичными элементами с ненапрягаемой арматурой из этих же бетонов больше соответственно на 48 и 52%.

Пределы огнестойкости предварительно напряженных балок из керамзитоперлитобетона при одинаковом

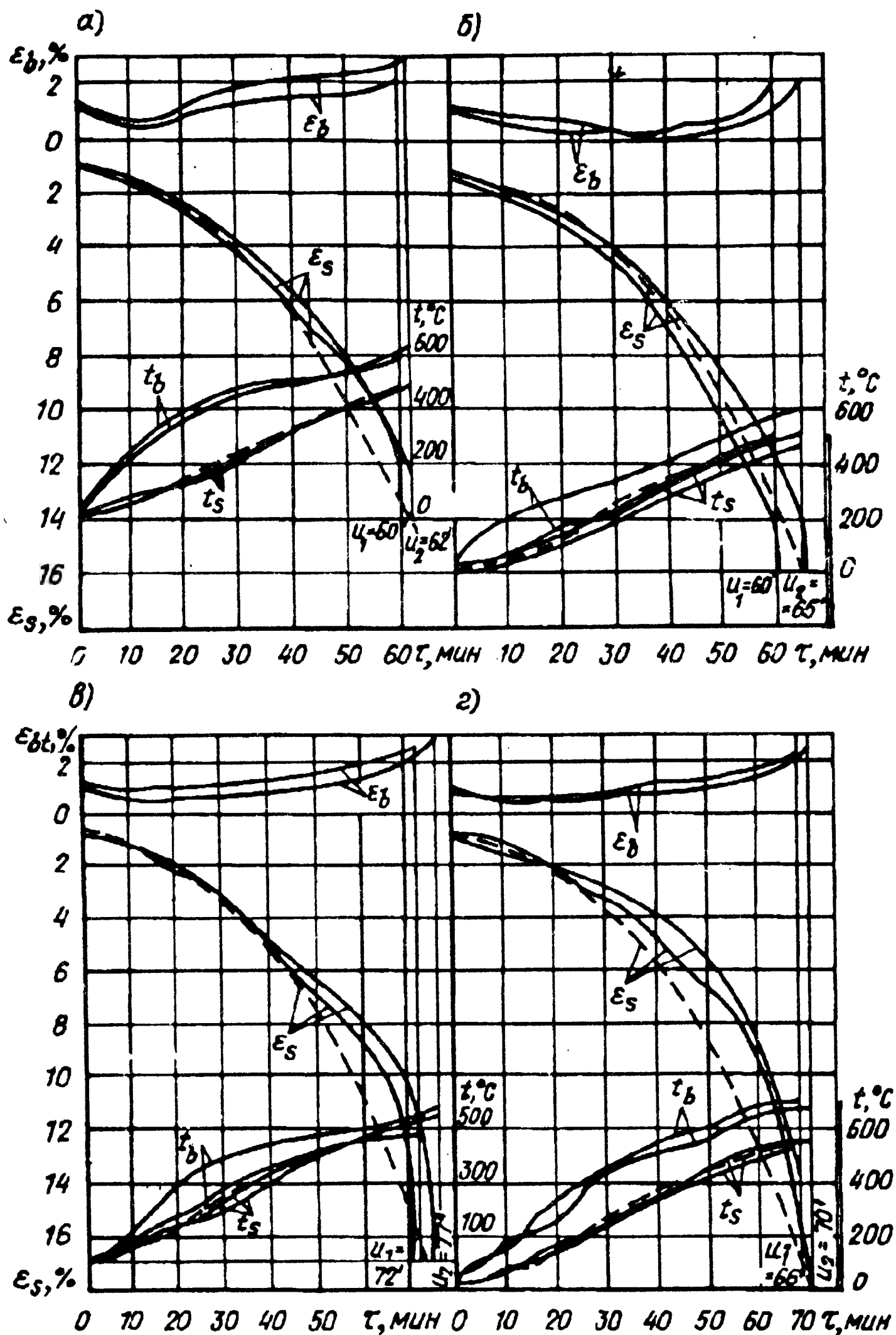


Рис. 39. Деформации растянутой арматуры ε_s , крайнего сжатого волокна бетона ε_b при трехстороннем огневом воздействии

а — класса В20; б — класса В30 и с ограничением продольных деформаций из керамзитоперлитобетона; в — класса В25, то же без ограничения продольных деформаций; г — класса В30, то же без ограничения продольных деформаций;

u — предел огнестойкости при образовании пластического шарнира в растянутой зоне; t_s — температура арматуры; t_b — температура бетона

— — опытная; - - - — теоретическая

защитном слое растянутой арматуры в условиях ограничения продольных деформаций больше таких же статически определимых элементов из тяжелого бетона, армированных термически упрочненной арматурой классов Ат-V и Ат-VI в среднем соответственно на 41 и 35%.

Изгибаемые предварительно напряженные элементы из керамзитоперлитобетона в условиях ограничения продольных деформаций имеют дополнительные резервы огнестойкости при учете реальной их работы в составе каркаса здания.

ГЛАВА 6. СЖАТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРИ ПОЖАРЕ И ПОСЛЕ НЕГО

1. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОННЫ ИЗ КЕРАМЗИТОБЕТОНА

При испытании на огнестойкость колонны (К-1 и К-2 по табл. 1) подвергались четырехстороннему нагреву. Наиболее быстро прогревались слои бетона, находящиеся у поверхности колонны. Средняя часть сечения прогревалась медленнее. Влажность керамзитобетона в колоннах составляла 3—5,4%. Температура керамзитобетона и арматуры в колонне при четырехстороннем огневом воздействии, когда взаимно параллельные первая и вторая, третья и четвертая поверхности обогреваются, определяется по формуле

$$t = 1220 - 1200[1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2] \times \\ \times [1 - (1 - r_3)^2 - (1 - r_4)^2]. \quad (180)$$

Если для рассматриваемой точки $x_i \geq l$, то $r_i = 1$; $1 - (1 - r_i)^2 = 1$. Это значит, что i -тая обогреваемая поверхность не влияет на температуру в рассматриваемой точке. При четырехстороннем обогреве толщина прогретого слоя у третьей и четвертой взаимно параллельных обогреваемых поверхностей принимается равной толщине слоя $\delta = x_3$, у третьей обогреваемой поверхности при трехстороннем обогреве (первой, второй и третьей поверхностей). Соответственно толщина прогретого слоя у первой и второй взаимно параллельных поверхностей принимается равной толщине слоя $\delta = x_1$ у первой обогреваемой поверхности при трехстороннем обогреве.

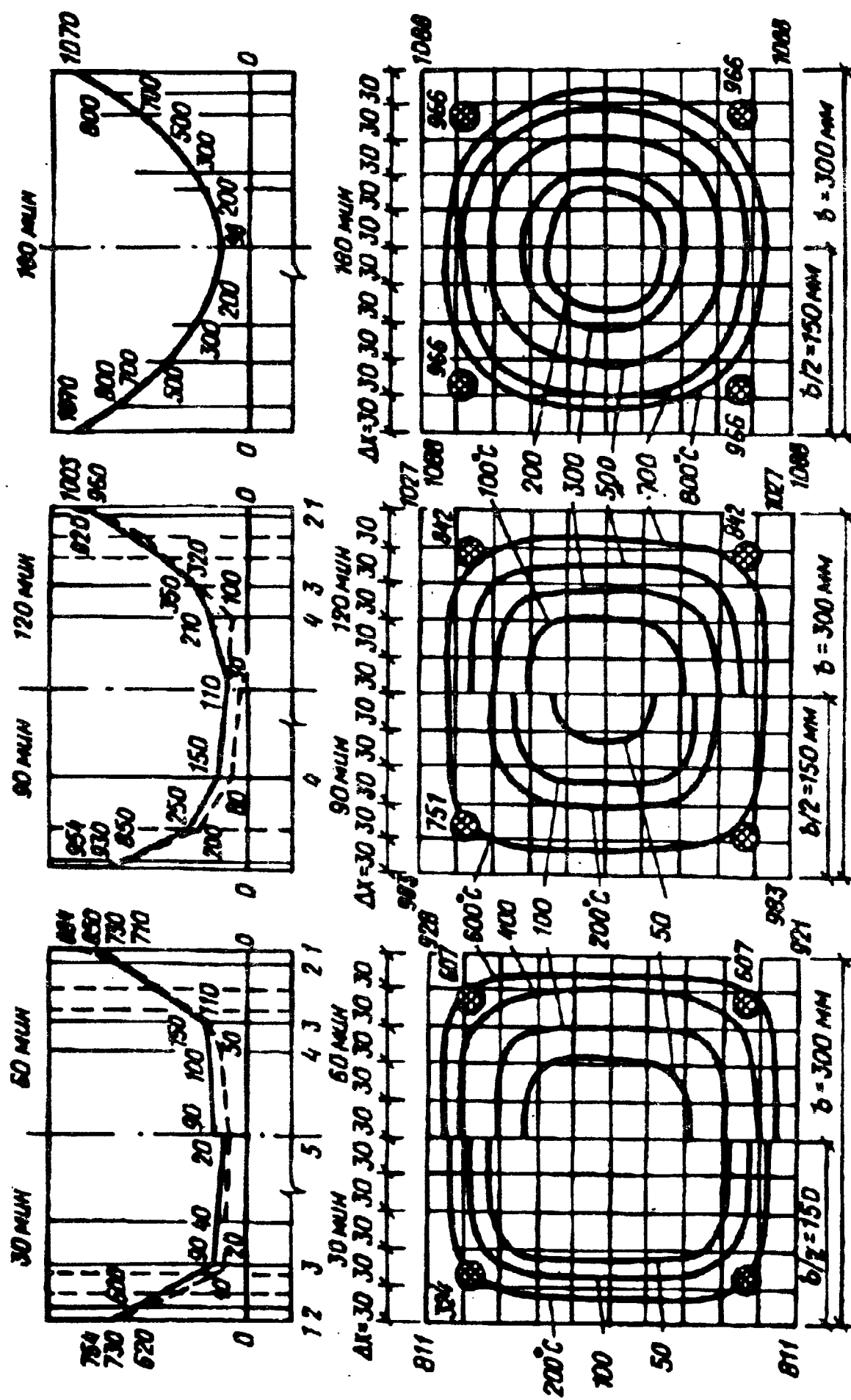


Рис. 40. Распределение температуры по сечению колонны из керамзитобетона при четырехстороннем воздействии огня за 30, 60, 90, 120 и 180 мин

— — — — — опытная; - - - - - теоретическая

При трехстороннем или четырехстороннем обогреве прямоугольного сечения толщина прогретого слоя в углах определяется по формуле (127). Для четырехсторонне обогреваемого квадратного сечения допускается вычислять площадь, ограниченную изотермой $t = t_{cr}$ по формуле

$$A_n = 4\varphi C^2, \quad (181)$$

где

$$C = 0,5b - \delta_c; \quad (182)$$

$$\varphi = \frac{(0,5b - \delta_u)}{0,5b - \delta_c - 0,2}, \quad (183)$$

но не более 1, где δ_c — толщина слоя бетона, прогретого до $t \geq t_{cr}$ у середины боковой поверхности, вычисляется по формулам (90), (123); δ_u — толщина слоя прогретого бетона до $t \geq t_{cr}$ в углу сечения, находится по формулам (90) и (122).

При быстром нагреве по поперечному сечению колонны наблюдался значительный температурный перепад (рис. 40). За 180 мин нагрева температура на поверхности бетона колонны достигла 1071°C , на арматуре 966°C , а в центре сечения температура поднялась только до 98°C .

Температура арматуры у опорной части колонн в начале нагрева была несколько меньше, чем в середине высоты колонны. При дальнейшем нагреве эта разница уменьшилась. Температура керамзитобетона в середине сечения колонны у опор и середине высоты колонны была почти одинаковая.

Колонны из керамзитобетона достаточно хорошо сопротивлялись огневому воздействию. Предел огнестойкости колонн наступил в результате исчерпания прочности на сжатие керамзитобетона и арматуры при высоких температурах (табл. 31). При этом температура керамзитобетона в середине сечения колонны не превышала 120°C .

Пределы огнестойкости железобетонных колонн при проценте армирования 1,15 и 2,18 и нагрузке $0,45N$ составили соответственно 1 ч 39 мин и 1 ч 54 мин, а при нагрузке $0,3N$ — 2 ч 44 мин и 2 ч 26 мин. Средний предел огнестойкости железобетонных колонн из керамзитобетона

Т а б л и ц а 31. Пределы огнестойкости железобетонных колонн из керамзитобетона

Шифр образцов по табл. 1	Защитный слой бетона до края арматуры, мм	Весовая влажность керамзита бетона, %	Сжимающая сила, 10Н	Сжимающая сила, в долях от разрушающей	Поперечное сечение колонны, см ²	Температура арматуры при пределе огнестойкости, оС	Предел огнестойкости, ч-мин	
							опытный	расчетный по НИИЖБу
К-1	26	4,25	82	0,46	909	665	1-39	1-40
	28	2,5	82	0,45	921	635	1-32	1-37
	27	3,6	55	0,31	903	750	2-22	2-35
	26	3,55	55	0,31	912	770	3-03	2-40
К-2	25	3,55	100	0,47	897	610	1-47	1-40
	26	3	100	0,46	921	700	1-57	1-49
	25	5,4	67	0,32	900	720	2-00	2-34
	26	3,2	67	0,32	897	760	2-13	2-16

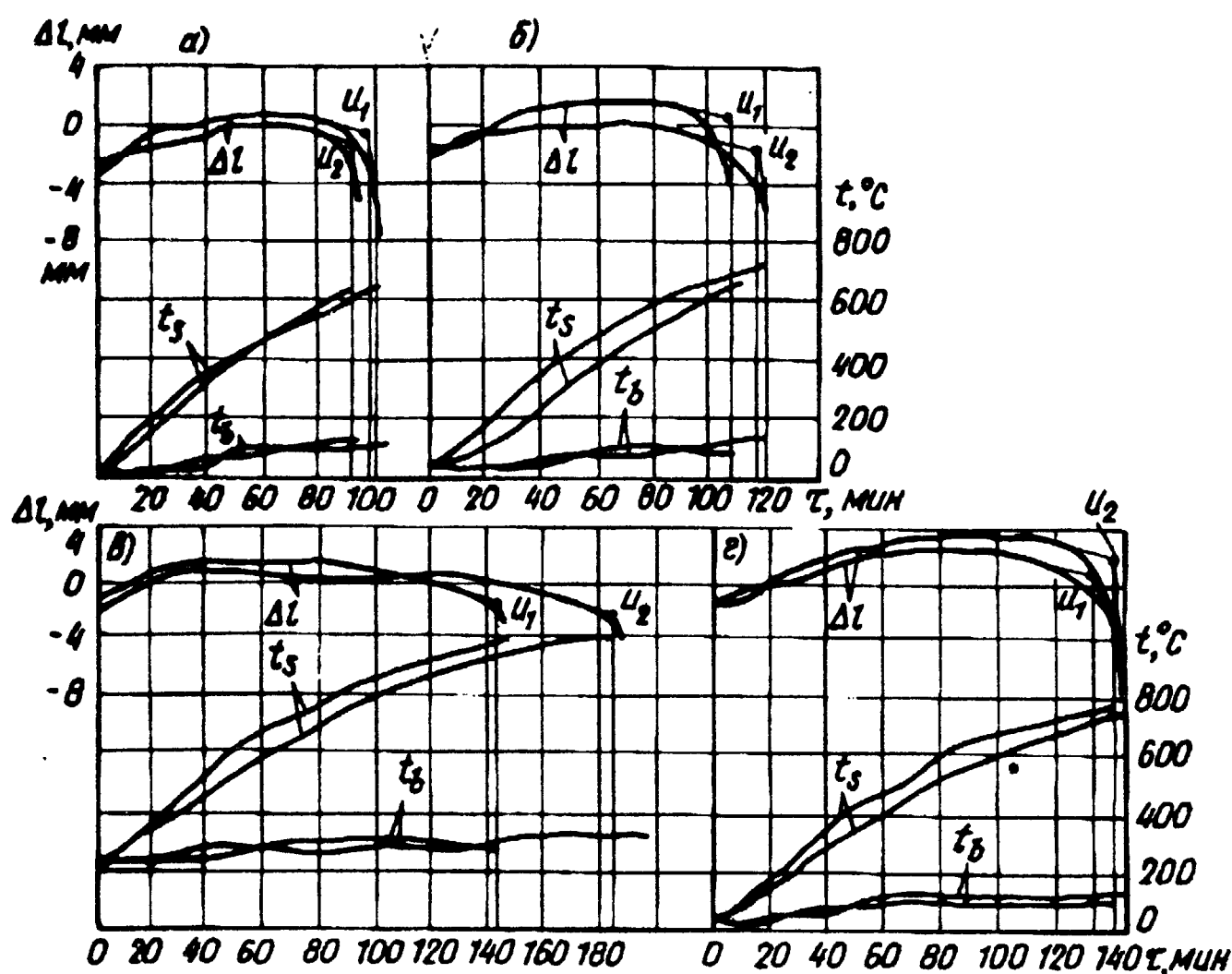


Рис. 41. Продольные деформации Δl , температура арматуры t_s и бетона в центре сечения t_b в колоннах из керамзитобетона при четырехстороннем воздействии огня, сжимающей силы и армировании
 а — $0,46N$ и $\mu = 1,15\%$; б — $0,47N$ и $\mu = 2,18\%$; в — $0,31N$ и $\mu = 1,15\%$; г — $0,32N$ и $\mu = 2,18\%$; t_s — температура арматуры; t_b — температура керамзитобетона в середине сечения колонны; u — предел огнестойкости при образовании пластического шарнира

с процентом армирования 1,15 при нагрузке $0,32N$ на 10% больше, чем у колонн с процентом армирования 2,18. При нагреве до $700-800^\circ\text{C}$ вследствие развития пластических деформаций арматура почти перестает воспринимать усилия и вся нагрузка передается на керамзитобетон, неравномерно нагретый по сечению. В то же время крайние слои керамзитобетона колонны, нагретые до высоких температур, разгружаются в результате увеличения деформативных свойств и усадки керамзитобетона. Это приводит к интенсивному повышению напряжений сжатия в керамзитобетоне менее нагретой середины сечения колонны и к ее разрушению.

До огневого воздействия относительные продольные деформации сжатия колонн с $\mu = 1,15$ и $\mu = 2,18\%$ сжимающей силы $0,45-0,47N$ составили соответственно $(8,5-9,7)10^{-4}$ и $(4,5-6,8)10^{-4}$ (рис. 41).

С повышением температуры в керамзитобетоне наблюдается температурное расширение. За 60—80 мин нагрева температурная деформация возрастает до максимума и достигает при этом удлинения до $11,4 \cdot 10^{-4}$. При этом температура арматуры равна 400—500°C, а керамзитобетона в середине сечения колонны — 60—100°C. При дальнейшем нагреве колонн наблюдаются деформации укорочения. В момент предельного состояния деформации сжатия составляют для колонн с $\mu = 1,15\%$ при нагрузке $0,45N$ $(15,7—21,4) \cdot 10^{-4}$, а для колонн с $\mu = 2,18\%$ — $(11,4—12,8) \cdot 10^{-4}$.

При нагрузке $0,32N$ деформации сжатия перед наступлением предельного состояния для колонн с $\mu = 1,15$ и $2,18\%$ соответственно равны $(8,5—11,4) \cdot 10^{-4}$ и $(10 — 17,1) \cdot 10^{-4}$. При нагревании арматурной стали до 800°C она сохраняет только до 5% начальной прочности и, следовательно, почти всю нагрузку воспринимает керамзитобетон.

При высокой влажности керамзитобетона (3—4,25%) не наблюдалось его взрывообразного разрушения. Из-за различной деформативности нагретых слоев керамзитобетона разрушение колонны происходит по более прочному и менее нагретому бетону при деформации сжатия, близкой к предельным деформациям. Однако более нагретые слои керамзитобетона влияют на прочность колонны.

Расчет огнестойкости сжатой колонны по потере расчетной несущей способности рекомендуется производить по предельному состоянию с учетом изменения механических свойств керамзитобетона и арматуры и гибкости колонны при нагреве.

Расчет несущей способности железобетонной колонны при сжатии и длине $l_0 < 20b$ производили из условия

$$N = \alpha \varphi l (R_{bn} \sum \gamma_{bt} A_i + R_{sc} \gamma_{st} A_s). \quad (184)$$

Сечение колонны прогревается неравномерно с большим перепадом температур между центром сечения и его краями. Перепад температуры по сечению достигает 800—900°C. Соответственно прочность на сжатие керамзитобетона по сечению изменяется. Наибольшая прочность на сжатие в середине сечения колонны и наименьшая у ее краев.

При расчете предела огнестойкости железобетонной колонны из керамзитобетона более нагретые площади сечения

керамзитобетона приводились к ненагретому более прочному бетону по формуле (46). Площадь нагретой сжатой арматуры также приводилась к ненагретому, более прочному бетону по формуле (48). Суммировав все приведенные площади, определим приведенную площадь сечения колонны по формуле (55), а приведенная ширина колонны

$$b_{red} = \sqrt{A_{red}}. \quad (185)$$

В зависимости от отношения расчетной длины колонны и ее приведенной ширины находим коэффициент продольного изгиба φ_l .

Коэффициент φ_l при высокой температуре принимаем в зависимости от ширины сечения и расчетной длины колонны

$$\varphi_l = \varphi_b + 2(\varphi_s + \varphi_b)\alpha_l \quad (186)$$

где φ_b и φ_s — коэффициенты, принимаемые по табл. 44 и 45 Руководства [24] в зависимости от гибкости колонн

$$\alpha_l = \frac{R_{sc} \gamma_{st} A_s}{R_{bn} \gamma_{bt} A}. \quad (187)$$

Коэффициент γ_{st} принимаем по табл. 7 в зависимости от температуры нагрева, а приведенную площадь колонны A_{red} определяем по формуле (55) в зависимости от изменения прочности керамзитобетона и арматуры по поперечному сечению колонны.

В формуле (184) коэффициент a учитывает влияние температуры на продольный изгиб колонны [24], который находится по формуле

$$a = 1 - \frac{(1 - a_u)(\lambda_u - 14)}{\lambda_u - 14}, \quad (188)$$

где a_u — коэффициент, принимаемый в зависимости от температуры керамзитобетона в центре сечения колонны 20—50°C — 1; 100°C — 0,7; 200°C — 0,6 и 300°C — 0,45; $\lambda_u = l_0/i$ — предельная гибкость железобетонной колонны, принимаемая в зависимости от температуры керамзитобетона в центре сечения 50—200°C — 125; 300°C — 90 и 500°C — 55.

Радиус инерции приведенного сечения

$$i = 0,29b_{red}.$$

(189)

Теоретические пределы огнестойкости железобетонных колонн из керамзитобетона, вычисленные с учетом коэффициента продольного изгиба φ_l и влияния на него температуры, учитываемое коэффициентом a , были на 10% ближе к опытным, чем теоретические пределы огнестойкости без учета коэффициента продольного изгиба. Теоретические пределы огнестойкости удовлетворительно совпадают с опытными. Отклонение расчетных пределов огнестойкости от фактических объясняется в основном перераспределением напряжений, возникающих вследствие изменения деформативности неравномерно нагретого керамзитобетона. Расхождение опытных и теоретических значений несущей способности колонн, рассчитанных по предлагаемой методике, составляет 6—10%.

Опыты показали, что предел огнестойкости железобетонных колонн из керамзитобетона при нагрузке $0,46N$ с $\mu = 1,15\%$ на 10% и при нагрузке $0,31N$ с $\mu = 1,15\%$ на 19% и при $\mu = 2,18$ на 16% были больше таких же колонн из тяжелого бетона на гранитном щебне.

2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОННЫ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА

Распределение температуры в сечениях колонн (К-3 — К-7 по табл. 1) из высокопрочного бетона классов В45 и В60, обогреваемых с четырех сторон для заданных периодов времени определяли теплотехническим расчетом, который основан на решении краевых задач нестационарной теплопроводности твердых неоднородных капиллярно-пористых тел, находящихся в условиях "стандартного" пожара по формулам (180)—(183).

В расчете принималась во внимание внутренняя нелинейность теплопередачи, которая учитывалась прямыми зависимостями коэффициентов теплопроводности λ и теплоемкости C от температуры. Для высокопрочного бетона классов В45 и В60 коэффициенты теплопроводности λ и теплоемкости C определяли по формулам (16) и (18). В теплотехническом расчете также учитывалось влияние влажности бетона на распределение температуры в сечении колонн из-за испарения воды в порах бетона.

Влажность высокопрочного бетона опытных колонн составляла 2—3%, что в среднем соответствует нормальной влажности высокопрочного бетона в конструкциях, эксплуатируемых в воздушно-сухих условиях.

Через 15—20 мин огневого воздействия на боковых поверхностях колонн по трещинам просачивались вода и пар под давлением. В результате потери тепла 539 ккал/кг^1 вследствие испарения свободной воды, находящейся в порах бетона, замедляется прогрев высокопрочного бетона колонн, который быстро прогревался до температуры 100°C .

Согласно методу элементарных тепловых балансов для конечных элементов, которые выделялись в сечении колонн, составлялись уравнения теплового баланса. Для этого на поперечное сечение колонн наносили сетку с квадратными ячейками так, что узлы сетки располагались по периметру сечения и в центрах сечений стержней продольной арматуры. В формулах алгоритма теплотехнического расчета железобетонных колонн из высокопрочного бетона также учитывалась фиктивная температура слоев бетона с арматурой, которая имела другие коэффициенты теплопроводности и теплоемкости, чем высокопрочный бетон.

Вычисленные через 30, 60, 90, 120, 150 и 180 мин нагрева температуры в сечении железобетонных колонн из высокопрочного бетона классов В45 и В60 (рис. 42) с использованием ЭВМ методом элементарных тепловых балансов дали хорошую сходимость с опытными. Расхождение теоретических и опытных температур не превышает 10%. В результате быстрого нагрева в сечении колонн наблюдается большой перепад температур.

Таким образом испарение воды, происходящее при температуре $100\text{—}150^\circ\text{C}$ замедляет прогрев высокопрочного бетона колонн вследствие потери тепла, идущего на парообразование. При нагреве во время пожара в сечении колонн из высокопрочного бетона будет наблюдаться значительный перепад температур.

В среднем пределы огнестойкости колонн из высокопрочного бетона при уровнях нагрузки $0,31\text{—}0,42N$ составили 1 ч 35 мин и 1 ч 50 мин (табл. 32). Колонны разрушились в результате исчерпания прочности на сжатие высокопрочного бетона и арматуры. Температура высокопрочного бетона в середине сечения колонн не превышала $150\text{—}170^\circ\text{C}$, арматуры — $450\text{—}780^\circ\text{C}$.

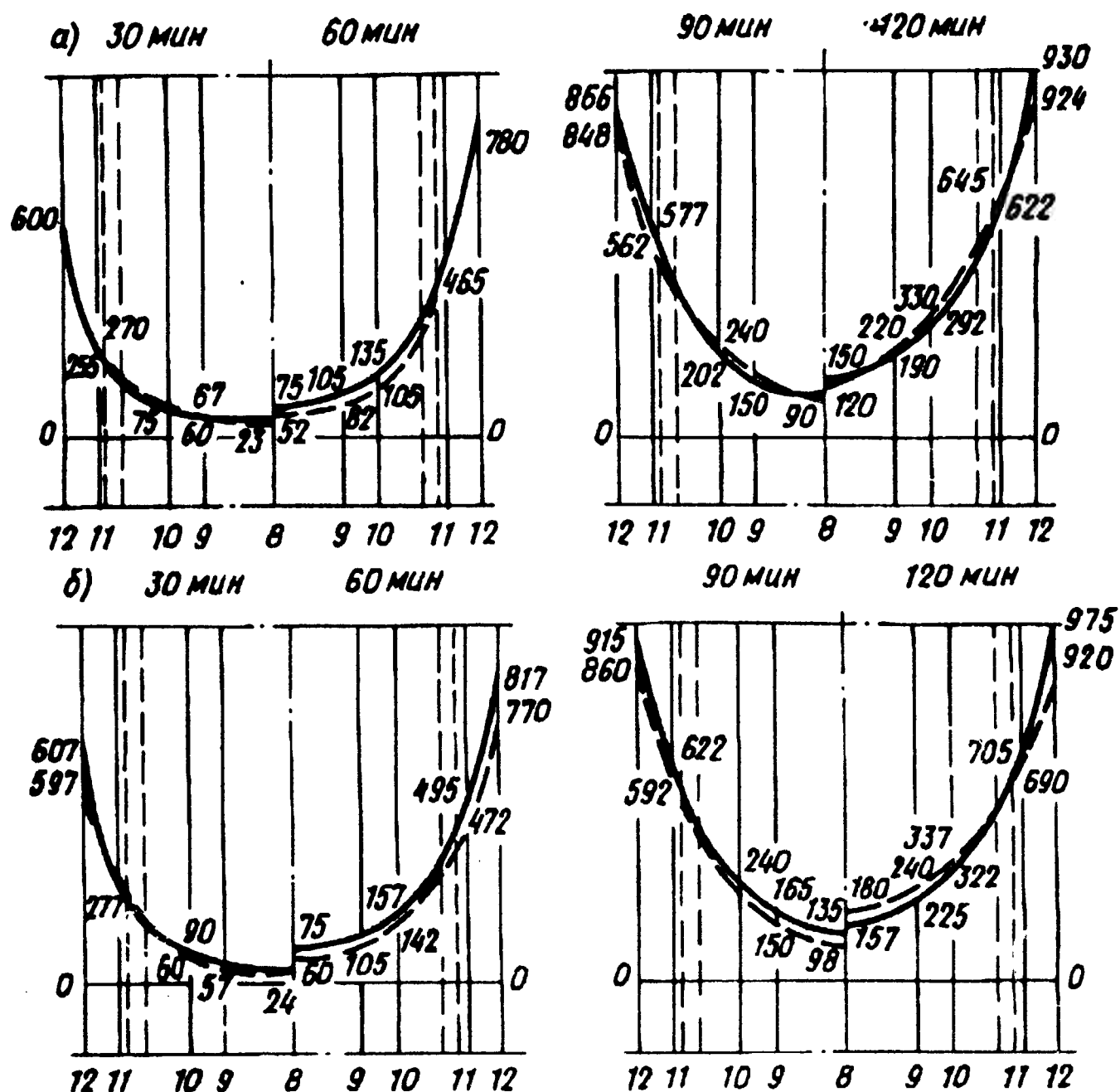


Рис. 42. Распределение температуры по поперечному сечению колонн из высокопрочного бетона при четырехстороннем воздействии огня 30, 60, 90 и 120 мин

а — класса В45; б — класса В60; — — опытная; --- — теоретическая

С уменьшением уровня предварительного нагружения предел огнестойкости увеличивается. Так, предел огнестойкости колонн из бетона класса В60 с $\mu = 0,52\%$ увеличился с 1 ч 50 мин до 2 ч 30 мин при изменении нагрузки от 0,39 до 0,34N, а колонн с $\mu = 1,13\%$ — с 1 ч 45 мин до 2 ч 17 мин при уменьшении нагрузки от 0,35 до 0,31N.

Пределы огнестойкости колонн из бетона класса В45 с $\mu = 0,52\%$ при изменении нагрузки от 0,42 до 0,36N увеличились с 1 ч 45 мин до 2 ч 10 мин. Для колонн с $\mu = 1,13\%$ и изменении нагрузки от 0,38 до 0,34N предел огнестойкости увеличился с 1 ч 30 мин до 1 ч 36 мин. Для колонн из бетона класса В40 с $\mu = 1,13\%$ и изменении нагрузки от 0,42 до 0,36N предел огнестойкости увеличился с 1 ч 25 мин до 1 ч 59 мин.

Т а б л и ц а 32. Огнестойкость железобетонных колонн из высокопрочного бетона

Шифр образца по табл. 1	Защитный слой бетона до армату- ры, мм	Процент армирова- ния, %	Призменная прочность бе- тона		Сжимаю- щая сила в долях от разрушаю- щей	Темпера- тура арма- туры при наступле- нии преде- ла огне- стойкости, °С	Предел огнестойкости, ч.-мин	
			по призмам	по СНИП 2.03.01—84			опытный	расчетный
К-3	29,7	1,13	36,8	27,5	0,42	557	1-25	1-32
	28,3		36,8	27,5	0,36	780	1-59	1-48
К-4	30,5	0,52	43,4	30,6	0,42	715	1-45	1-41
	31		44,9	31,5	0,36	740	2-10	2-04
К-5	30,8	1,13	45,8	32,1	0,38	535	1-30	1-43
	30,2		45	31,4	0,34	610	1-36	1-54
К-6	29,2	0,52	62	41,3	0,39	700	1-50	1-48
	29,1		62,5	41,6	0,34	840	2-30	2-10
	27,6		61,4	41	0,35	635	1-45	1-50
К-7	29,4	1,13	61,4	41,1	0,31	780	2-30	2-00
	29		64,8	43	0,35	720	2-05	1-52
	28,5		64,8	43	0,33	640	2-32	2-16
	29,1		64,8	43	0,32	650	2-40	2-18

С повышением процента армирования предел огнестойкости несколько уменьшается. Так, предел огнестойкости колонн из высокопрочного бетона класса В45 с процентом армирования 0,52 при нагрузке 0,42N составляет 1 ч 45 мин, а у колонн с процентом армирования 1,13 при нагрузке 0,38N — 1 ч 30 мин. Пределы огнестойкости колонн из высокопрочного бетона класса В60 с $\mu = 0,52$ и $\mu = 1,13\%$ и значениями нагрузок 0,39 и 0,35N соответственно показали одинаковые результаты: 1 ч 50 мин и 1 ч 45 мин.

Вследствие развития больших пластических деформаций при нагреве до 700—800°C арматура перестает воспринимать усилия от внешней нагрузки, которая передается на неравномерно нагретый по сечению колонн высокопрочный бетон. Вследствие увеличения деформативных свойств и усадки высокопрочного бетона, имеющего высокую температуру, периферийные слои бетона колонны разгружаются. В результате в бетоне менее нагретой середины сечения колонны, которая воспринимает большую нагрузку при большем проценте армирования, увеличиваются напряжения сжатия, что уменьшает предел огнестойкости колонн с большим процентом армирования. К такому же выводу пришли при испытании на огнестойкость железобетонных колонн из конструктивного керамзитобетона класса В15 с различными процентами армирования.

Средний предел огнестойкости колонн из высокопрочного бетона класса В60 с косвенным армированием в виде сеток, процентом продольного армирования 1,13, нагрузкой 0,32—0,33N больше, чем у колонн без косвенного армирования с процентом продольного армирования 1,13 при значении нагрузки 0,31—0,35N, и составляет 2 ч 36 мин против 2 ч 07 мин.

При нормальной температуре продольные деформации сжатия колонн из высокопрочного бетона класса В60 с $\mu = 0,52$ и $\mu = 1,13\%$ с сжимающей силой, равной 0,31—0,39N, составили соответственно 0,46—0,83 и 0,57—1,51‰; для колонн из высокопрочного бетона класса В45 с сжимающей силой, равной 0,34—0,42N, составили соответственно 0,57—0,83 и 0,37—1‰.

При нагреве колонн наблюдаются деформации укорочения, которые в момент предельного состояния составляют для колонн из бетона класса В60 при нагрузке 0,31—0,39N

соответственно 2,08—3,1‰. При нагрузке, равной 0,34—0,42N, для колонн из бетона класса В45 они составили соответственно 1,45—3‰. Таким образом, разрушение колонн происходило при сравнительно малых деформациях, что свидетельствует о низкой деформативности высокопрочного бетона в условиях пожара.

При нагреве колонн взрывообразного разрушения бетона не наблюдалось. В некоторых колоннах независимо от прочности бетона, начальной влажности и уровня предварительного нагружения через 10—20 мин с начала огневого воздействия происходило разрушение бетона в углах с оголением продольной арматуры и хомутов со стороны формирования колонн при бетонировании в горизонтальном положении. Данное разрушение бетона не следует относить к взрывообразному разрушению бетона, основная причина которого — совместное действие сжимающих напряжений, собственных или от внешней нагрузки и растягивающих напряжений от фильтрации пара через структуру бетона.

При быстром нагреве продольная арматура по сечению прогревается неравномерно, со стороны угла больше, чем со стороны центра колонны. Перепад температуры вызывает неравномерное расширение по сечению арматурных стержней. В то же время бетон периферийных слоев, у которого коэффициент температурной деформации уменьшается в результате температурной усадки, расширяется медленнее, чем продольная арматура, коэффициент температурного расширения которой увеличивается. Чем больше влажность бетона, тем медленнее будет происходить его прогрев и тем больше будет уменьшаться коэффициент температурной деформации. Препятствуя удлинению арматуры, бетон вызывает в ней сжимающие напряжения. В бетоне углов возникают растягивающие напряжения, которые, достигнув предельной прочности бетона на растяжение, приводят к разрушению углов колонн и оголению продольной арматуры.

Быстрый нагрев колонн вызывает неравномерное распределение температуры по ее сечению. Периферийные слои нагреваются значительно больше, чем внутренние, что приводит к изменению прочности и деформативности высокопрочного бетона. Менее нагретый бетон центральной части сечения обладает большей прочностью и меньшей деформативностью по сравнению с периферийным. Разру-

шение происходит по менее нагретому, более прочному бетону при деформации сжатия, близкой к предельной. Периферийные, менее прочные слои высокопрочного бетона тоже оказывают влияние на прочность колонн.

Определив предельную сжимаемость высокопрочного бетона для температуры в середине сечения колонны за 60, 90, 120 и 150 мин, находят напряжения в бетоне, соответствующие этой предельной сжимаемости при разных уровнях напряжений и длительности нагрева.

Для различной температуры нагрева, принимая деформации сжатия арматуры такими же, как деформации при растяжении, аналогично определению напряжений в бетоне находят напряжения в сжатой арматуре при разных уровнях напряжений и длительности нагрева.

Определив теплотехническим расчетом распределение температуры в бетоне по сечению колонны за 60, 90, 120 и 150 мин нагрева, находят прочность высокопрочного бетона при сжатии в каждом i -том поперечном сечении колонны и предел текучести арматуры при сжатии, соответствующие предельной сжимаемости бетона в центре колонны. Время, соответствующее моменту достижения несущей способности колонны, принимается за расчетный предел огнестойкости железобетонной колонны. При определении предела огнестойкости расчет несущей способности колонны рекомендуется производить по первому предельному состоянию с учетом изменения призмочной прочности бетона и предела текучести арматуры, гибкости и влияния температуры на продольный изгиб колонны при нагреве.

Расчет железобетонных колонн из высокопрочного бетона прямоугольного сечения при симметричной арматуре класса А-III, расчетной длине $l_0 \leq 20b$ на действие сжимающей продольной силы, случайного эксцентриситета и различной длительности нагрева выполняется по формуле (184).

Изменение прочности бетона по сечению колонны вследствие большого перепада температур между центром и периферийной ее частями учитывалось путем приведения площади сечения нагретого высокопрочного бетона к не нагретому, более прочному бетону согласно формуле (46). Площадь нагретой сжатой арматуры тоже приводится к наиболее прочному ненагретому бетону по формуле (48). Площадь приведенного сечения и приведенная ширина ко-

лонны определяется по формулам (55) и (185). Коэффициент продольного изгиба φ_l в зависимости от расчетной длины и приведенной ширины сечения колонны вычисляется по формуле (186).

Предел огнестойкости колонн, вычисленный с учетом изменения призмной прочности бетона по сечению, полученной по испытаниям призм из бетона естественной влажности, нагруженных перед нагревом, гибкости и влияния температуры на продольный изгиб колонн при нагреве удовлетворительно совпадают с опытными (см. табл. 32).

Для колонн из бетона класса В40 при $\mu = 1,13\%$ расхождение опытных и теоретических значений пределов огнестойкости составило 7—9%; для колонн из бетона класса В45 при $\mu = 0,52\%$ — 4—5% и для колонн с $\mu = 1,13\%$ — 12—16%.

Теоретические пределы огнестойкости колонн из бетона класса В60 с $\mu = 1,33\%$ на 10% меньше опытных: для колонн с $\mu = 0,52\%$ это расхождение составляет соответственно 2 и 14%.

Если в расчет вводить данные об изменении призмной прочности бетона по сечению, полученной по испытаниям призм из бетона естественной влажности, нагруженных после нагрева, то теоретические пределы огнестойкости колонн будут в среднем на 6% меньше пределов огнестойкости колонн, при определении которых изменение призмной прочности бетона по сечению учитывалось по испытаниям призм из бетона естественной влажности, нагруженных перед нагревом, и на 14,5% меньше опытных. Это объясняется тем, что при температуре более 400°C относительная прочность бетона, нагруженного после нагрева до заданных температур, меньше уровней напряжений в бетоне перед нагревом, для которых данные температуры соответствовали разрушению бетона. Следовательно, прочность периферийных слоев сечения колонн и приведенная площадь сечения за 90, 120 и 150 мин огневого воздействия для первого случая будет меньше, чем для второго (табл. 33).

Анализ результатов расчета показал, что теоретические пределы огнестойкости колонн, определенные без учета коэффициента продольного изгиба φ_l , на 13% больше пределов огнестойкости колонн, вычисленных с учетом коэффициента φ_l и влияния температуры на продольный

Т а б л и ц а 33. Приведенная площадь сечения колонн

Класс бетона	Процент армирования	Приведенная площадь поперечного сечения колонн, см ² , при пожаре, мин			
		60	90	120	150
В60	0,52	516/523	426/417	391/334	300/242
	1,13	542/552	448/419	360/327	295/236

Примечание. Перед чертой — значения приведенной площади поперечного сечения колонн в случае бетона, нагруженного перед нагревом, за чертой — нагруженного после нагрева.

изгиб, учитываемого коэффициентом α . Пределы огнестойкости колонн из бетона класса В60 с косвенным армированием в виде сеток в среднем на 19% больше пределов огнестойкости колонн, выполненных без косвенного армирования.

Расчет колонн с косвенным армированием в виде сеток прямоугольного сечения при симметричной продольной арматуре, расчетной длине $l_0 \leq 20b$ на действие сжимающей продольной силы при учете случайного эксцентриситета и различной длительности нагрева выполнялся по формуле (184), в скобках правой части которой вместо R_{bn} подставляется приведенная призмная прочность бетона $R_{b,red}$ с учетом косвенного армирования.

Приведенная призмная прочность бетона при армировании сварными поперечными сетками с учетом нагрева бетона определяется по формуле

$$R_{b,red} = R_{bn}\gamma_{bt} + \varphi\mu_{sxy}R_{sn}\gamma_{st}, \tag{190}$$

где R_{sn} — нормативное сопротивление арматуры сеток; φ — коэффициент эффективности косвенного армирования с учетом воздействия высокой температуры, принимается:

$$\varphi = 1 / (0,23 \psi); \tag{191}$$

$$\psi = \frac{\mu_{sxy}R_{sn}\gamma_{st}}{R_{bn}\gamma_{bt} + 10}, \tag{192}$$

где R_{sn}, R_{bn} — в МПа.

Коэффициент γ_{st} , учитывающий изменение сопротивления растяжению арматуры сеток, определяется для температуры не более 450°C . Коэффициент косвенного армирования μ_{sxy} вычисляется для сварных поперечных сеток по формуле

$$\mu_{sxy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} S}, \quad (193)$$

где n_x , A_{sx} и l_x — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки в одном направлении (считая в осях крайних стержней); n_y , A_{sy} , l_y — то же, в другом направлении; S — расстояние между сетками; A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток (считая в осях крайних стержней, средняя температура которых не превышает 450°C).

В зависимости от расчетной длины и приведенной ширины сечения колонны по формуле (186) определяется коэффициент продольного изгиба φ_l . Коэффициент α в формуле (186) находится из выражения (187), в котором вместо R_{bn} подставляется приведенная призмечная прочность бетона $R_{b,red}$, вычисленная по зависимости (190).

Если несущую способность колонн с косвенным армированием в виде сеток определять с учетом косвенного армирования по формулам (190)—(193), то теоретические пределы огнестойкости колонны согласуются с опытными. Если же несущую способность колонн вычислять без учета косвенного армирования, то теоретические пределы огнестойкости колонн будут на 25% меньше опытных.

Отклонение расчетных пределов огнестойкости от фактических можно объяснить перераспределением напряжений, возникающих вследствие изменения деформативности неравномерно нагретого высокопрочного бетона.

Проведенный анализ результатов расчета колонн сечением 30×30 см из бетона на гранитном щебне классов В15, В25, В30, взятых из [12], и колонн сечением 30×30 см — из бетона на гранитном щебне классов В40, В45 и В60 (табл. 34) показал, что относительное снижение несущей способности сжатых железобетонных колонн при четырехстороннем нагреве за 60, 90, 120 и 150 мин мало зависит от класса бетона.

В результате испытаний установлено, что предел огнестойкости колонн из высокопрочного бетона при эксплуатационной нагрузке составил 1 ч 40 мин. Колонны разру-

Т а б л и ц а 34. Несущая способность колонн

Класс бетона	Процент армирования	Относительное снижение несущей способности колонн при пожаре, мин			
		60	90	120	150
B40 B45 B60	1,13	0,56 0,54 0,54	0,45 0,45 0,44	0,35 0,32 0,31	0,26 0,28 0,24
B45 B60	0,52	0,54 0,54	0,44 0,44	0,37 0,31	0,3 0,24
B30 B25 B15	1	0,68 0,66 0,66	0,58 0,52 0,49	0,41 0,39 0,38	0,3 0,39 0,28
B30 B25 B15	3	0,64 0,63 0,61	0,47 0,46 0,41	0,36 0,33 0,3	0,26 0,24 0,22

шались в результате истощения прочности на сжатие высокопрочного бетона и арматуры. С увеличением уровня нагружения предел огнестойкости колонн уменьшается. С уменьшением процента армирования с 1,13 до 0,52 предел огнестойкости колонн из высокопрочного бетона увеличивается на 14%. Косвенное армирование увеличивает пределы огнестойкости колонн. Предел огнестойкости колонн из высокопрочного бетона с косвенным армированием в виде сеток на 19% больше, чем у колонн без косвенного армирования.

Пределы огнестойкости сжатых железобетонных элементов из высокопрочного бетона рекомендуется определять с учетом изменения призмочной прочности бетона естественной влажности, нагруженного перед нагревом, а также гибкости, принимаемой по приведенному сечению, и влияния температуры на продольный изгиб колонн при нагреве.

3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОННЫ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА ПОД БОЛЬШУЮ НАГРУЗКУ И ИХ СТЫКИ

Каркасные высотные здания имеют колонны постоянно-го сечения на всю их высоту. Усиления колонн в нижних этажах добиваются увеличением содержания арматуры класса А-III. В рамно-связевой системе каркаса значительно

уменьшено действие изгибаемого момента в зоне стыка колонн, что открыло возможность применять экономичные контактные стыки (см. рис. 2), которые позволяют исключить трудоемкие сварные работы при монтаже колонн.

При нормальных условиях испытаниями колонн К-8, К-9 и К-10 (см. табл. 1) установлено, что при увеличении продольного армирования с 1,39 до 7,15% прочность колонн возросла практически в 2 раза с 3000 до 5800 кН. С увеличением процента армирования колонн при уровне нагружения, предшествующем разрушению колонны, средние относительные продольные деформации увеличились в 1,6 раза, а поперечные — в 1,1 раза. При этом расположение половины продольной арматуры у ядра сечения не вызвало снижения прочности и увеличения деформативности колонн при $\mu = 7,15\%$ по сравнению с колоннами, у которых вся продольная арматура располагалась по периметру сечения.

Колонны со стыками разрушились в зоне стыка. При $\mu = 1,39\%$ прочность колонны со стыком была такая же, как колонны без стыка. При $\mu = 7,15\%$ прочность колонны со стыком составила 0,6 прочности колонны без стыка.

При испытании на огнестойкость колонны подвергались четырехстороннему огневому воздействию. Наиболее быстро прогревались поверхностные слои бетона. В начальный период огневого воздействия через 15—20 мин на бетоне боковых поверхностей колонн появились вода и пар под давлением. Через 30, 60 и 90 мин огневого воздействия в колоннах с $\mu = 1,39\%$ температура бетона на обогреваемых поверхностях составила соответственно 600, 775 и 870°C (рис. 43,а). Бетон в средней части сечения колонны за это же время прогрелся соответственно до 40, 60 и 100°C, температура продольной арматуры была 250, 500 и 650°C. В колоннах с $\mu = 7,15\%$ независимо от расположения продольной арматуры через 30, 60, 90 и 120 мин огневого воздействия температура бетона у поверхностей составила соответственно 600, 775, 800 и 950°C и в центре сечения 50, 100, 140 и 175°C (рис. 43,б).

Температура продольной арматуры, расположенной у граней сечения, через 30, 60, 90 и 120 мин огневого воздействия, составила 250, 500, 650 и 700°C. Температура продольной арматуры, расположенной в ядре сечения, за эти же промежутки времени нагрева имела значения соот-

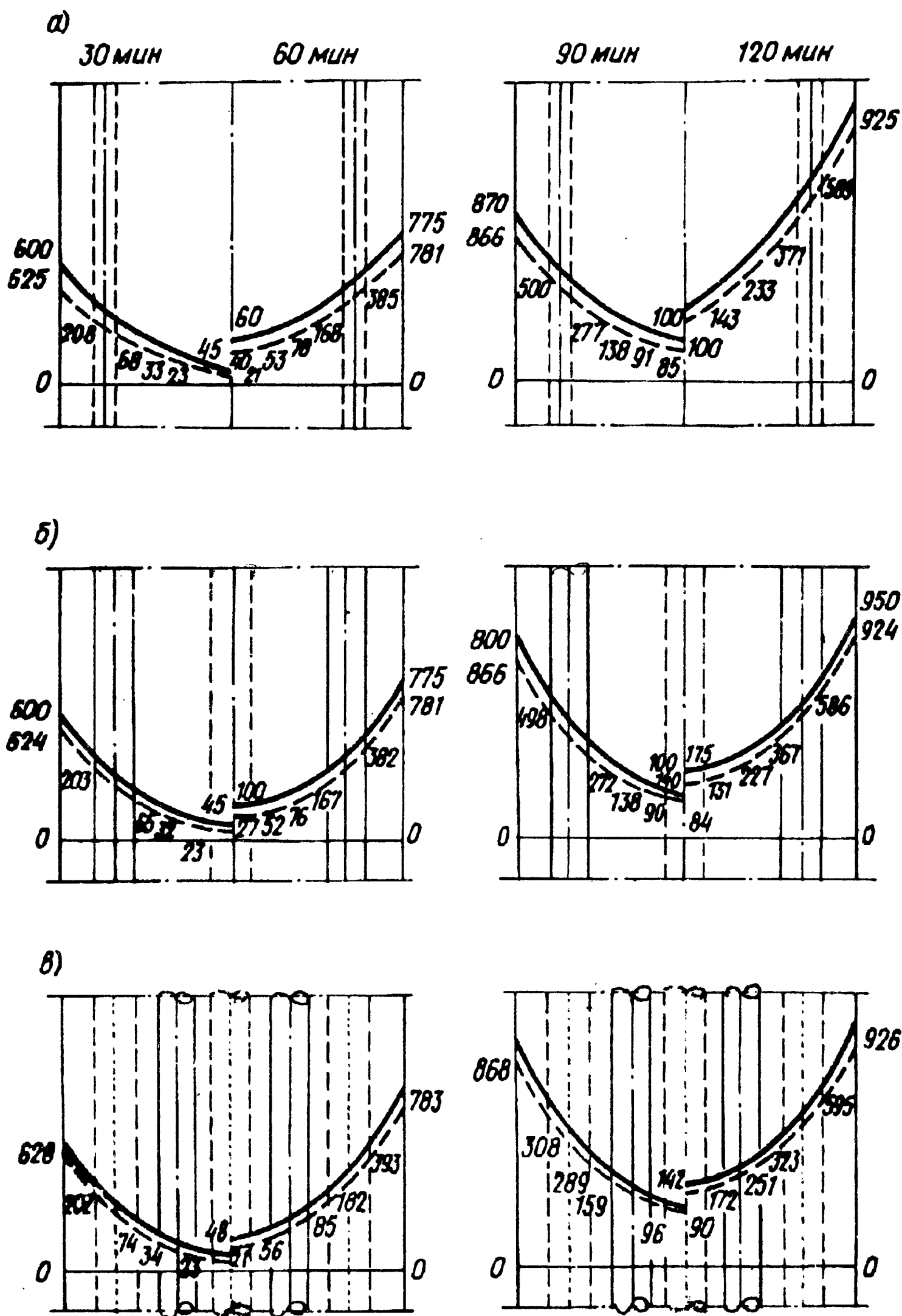


Рис. 43. Распределение температуры по поперечному сечению колонны из тяжелого бетона при четырехстороннем воздействии огня 30, 60, 90 и 120 мин

— — опытная; --- — теоретическая; а — $\mu = 1,39\%$; б — $\mu = 7,15\%$; в — $\mu = 7,15\%$ с четырьмя стержнями у ядра сечения

ветственно 90, 175, 250 и 330°C. Эта температура ниже температуры арматуры, расположенной у граней сечения (рис. 43, в).

Криволинейное распределение температуры бетона от краев сечения к его центру обусловлено неодинаковыми тепло- и температуропроводностью бетона в зависимости от его влажности, температуры и плотности. Быстрая прогреваемость бетона происходит до 100°C, затем рост температуры замедляется на некоторое время, после чего наблюдается дальнейшее интенсивное повышение температуры. Влажность бетона колонн составляла 1,29—5,7%, что соответствует естественной влажности бетона в железобетонных конструкциях, эксплуатируемых в воздушно-сухих условиях. Наличие влаги в бетоне обусловило замедление прогрева бетона при достижении температуры 100°C. При этом часть тепла расходовалась на парообразование воды, присутствующей в бетоне. После того как наружные слои бетона прогрелись до 100°C, наблюдалось дальнейшее повышение температуры бетона.

Распределение температуры по сечению колонны для заданных периодов времени, находящихся в условиях "стандартного" пожара, определяли теплотехническим расчетом — методом элементарных балансов. Согласно методу элементарных балансов для конечных элементов, которые выделялись в сечении колонн, составлялись уравнения теплового баланса. Для расчета распределения температуры бетона по поперечному сечению колонны оно разделялось на квадратные ячейки так, чтобы узлы сетки располагались по периметру сечения и в центрах сечений стержней продольной арматуры.

Температурные поля в сечении железобетонных колонн из тяжелого бетона (см. рис. 42), вычисленные с использованием ЭВМ методом элементарных тепловых балансов через 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210 и 240 мин, дали хорошую сходимость опытных и расчетных температур. Расхождение теоретических и опытных температур не превышает 12%. В результате быстрого четырехстороннего нагрева в сечении колонны наблюдается большой криволинейный перепад температур (рис. 44).

Для определения предела огнестойкости колонн сначала их нагружали эксплуатационной сжимающей силой N . В железобетонных колоннах с $\mu = 1,39\%$ от эксплуа-

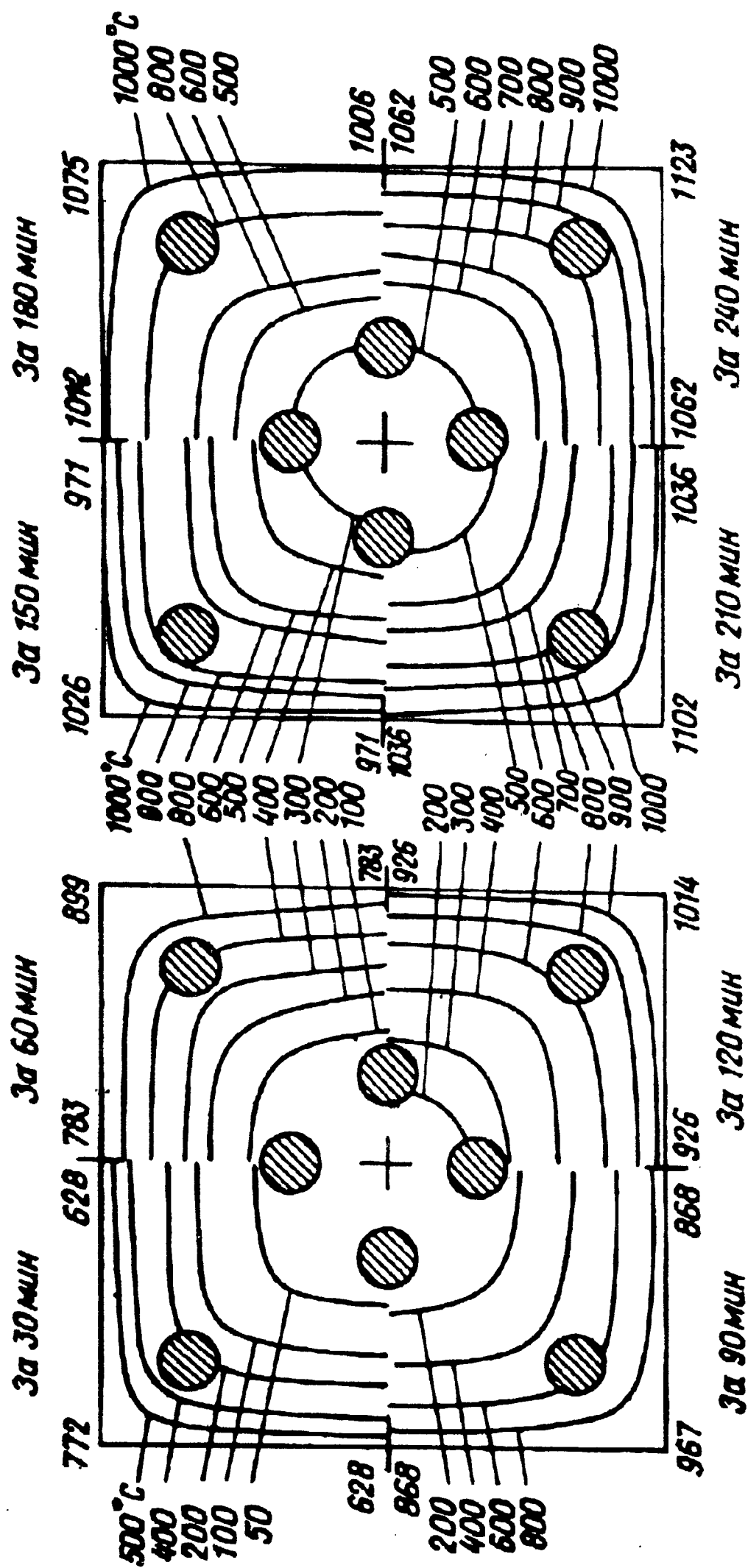


Рис. 44. Распределение теоретической температуры по сечению колонны из тяжелого бетона $\sigma_{\mu} = 7,15\%$ при четырехстороннем воздействии огня 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210 и 240 мин

тационной нагрузки, равной $0,4—0,42N_p$, развились деформации сжатия $\varepsilon_N = 53—68 \cdot 10^{-5}$ (рис. 45). В железобетонных колоннах с $\mu = 7,15\%$ от эксплуатационной нагрузки $0,36N_p$ деформации сжатия составляли $66—70 \cdot 10^{-5}$ (рис. 46). В колоннах со стыками эти деформации были с $\mu = 1,39\%$ равны $50—66 \cdot 10^{-5}$; с $\mu = 7,15\%$ — $63—83 \cdot 10^{-5}$ (рис. 47).

При четырехстороннем воздействии огня быстро нагреваются наружные слои бетона и продольная арматура, расположенная у периметра поперечного сечения колонны. Несмотря на то что колонны были нагружены эксплуатационной нагрузкой, от нагрева бетона и арматуры температурные деформации ε_t в колоннах с $\mu = 1,39\%$ достигли значения $25—35 \cdot 10^{-5}$ и в колоннах с $\mu = 7,15\%$ — $50—60 \cdot 10^{-5}$. От быстрого нагрева в бетоне наружных слоев поперечного сечения и в арматуре развиваются упругопластические деформации из-за снижения модуля упругости и развития быстронатекающих деформаций ползучести. Наружные слои бетона и арматуры разгружаются и передают усилия на более прочный бетон, находящийся в середине поперечного сечения. В арматуре от быстрого нагрева до температуры $600—900^\circ\text{C}$ снижается сопротивление сжатию и возникают дополнительные усилия сжатия от непроявившихся температурных деформаций расширения.

Предел огнестойкости железобетонных колонн наступал в результате исчерпания их несущей способности при достижении бетоном и арматурой предельных сопротивлений на сжатие при высоких температурах. Деформации сжатия во время наступления предела огнестойкости колонн с $\mu = 1,39\%$ составили $205—254 \cdot 10^{-5}$ и с $\mu = 7,15\%$ — $253—300 \cdot 10^{-5}$. Эти деформации были близки к деформациям предельной сжимаемости наименее нагретого бетона, находящегося в центре поперечного сечения колонны.

В колоннах с $\mu = 1,39\%$ за 120 мин четырехстороннего огневого воздействия температура в бетоне средней части сечения достигла $100—200^\circ\text{C}$ и в арматуре — 700°C , а в колоннах с $\mu = 7,15\%$ за 240 мин огневого воздействия температура бетона в средней части сечения равна $470—550^\circ\text{C}$ и арматуры — 900°C . Пределы огнестойкости колонн К-8 с $\mu = 1,39\%$ при нагрузке $0,41—0,49N_p$ составили 99—122 мин (см. рис. 45) и колонн К-9 с $\mu = 7,15\%$ при на-

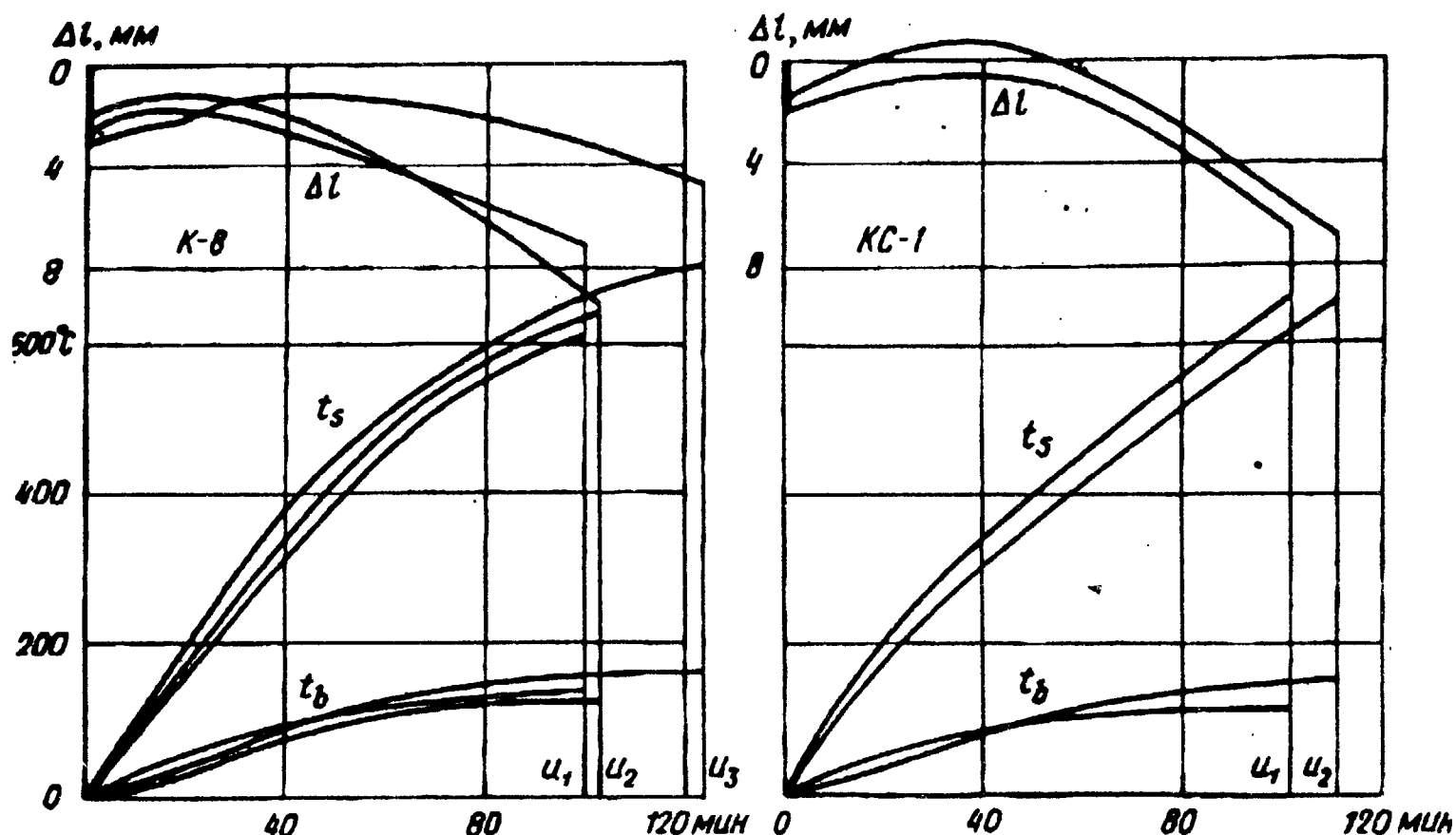


Рис. 45. Продольные деформации Δl , температура арматуры t_s и бетона в центре сечения t_b в колоннах К-8 и КС-1 из тяжелого бетона с $\mu = 1,39\%$ при четырехстороннем воздействии огня и сжимающей силы

грузке $0,34—0,36N_p$ при расположении арматуры по периметру — 116—158 мин (см. рис. 46), а колонн К-10 с расположением 50% арматуры у центра сечения — 215—217 мин (см. рис. 47).

Пределы огнестойкости сборных железобетонных колонн со стыком КС-1 с $\mu = 1,39\%$ при нагрузке $0,4—0,42N_p$ составляли 102—112 мин (см. рис. 45) и колонн КС-2 и КС-3 с $\mu = 7,15\%$ при $0,36N_p$ — 158—170 мин (см. рис. 47). Следовательно, стыковое соединение не снижает предел огнестойкости сборной железобетонной колонны по сравнению с колонной без стыка.

Таким образом, в колоннах с малым эксцентриситетом, когда все сечение колонны сжато, если часть продольной арматуры расположить ближе к центру сечения, то предел огнестойкости железобетонных колонн повышается в 1,45 раза и со стыком — в 1,15 раза.

С увеличением процента армирования с 1,39 до 7,15% предел огнестойкости колонн увеличивается в 1,4 раза. Здания повышенной этажности, как правило, относятся к сооружениям первой или второй степени капитальности, и основные несущие элементы этих конструкций должны отвечать требованиям I и II степеням огнестойкости.

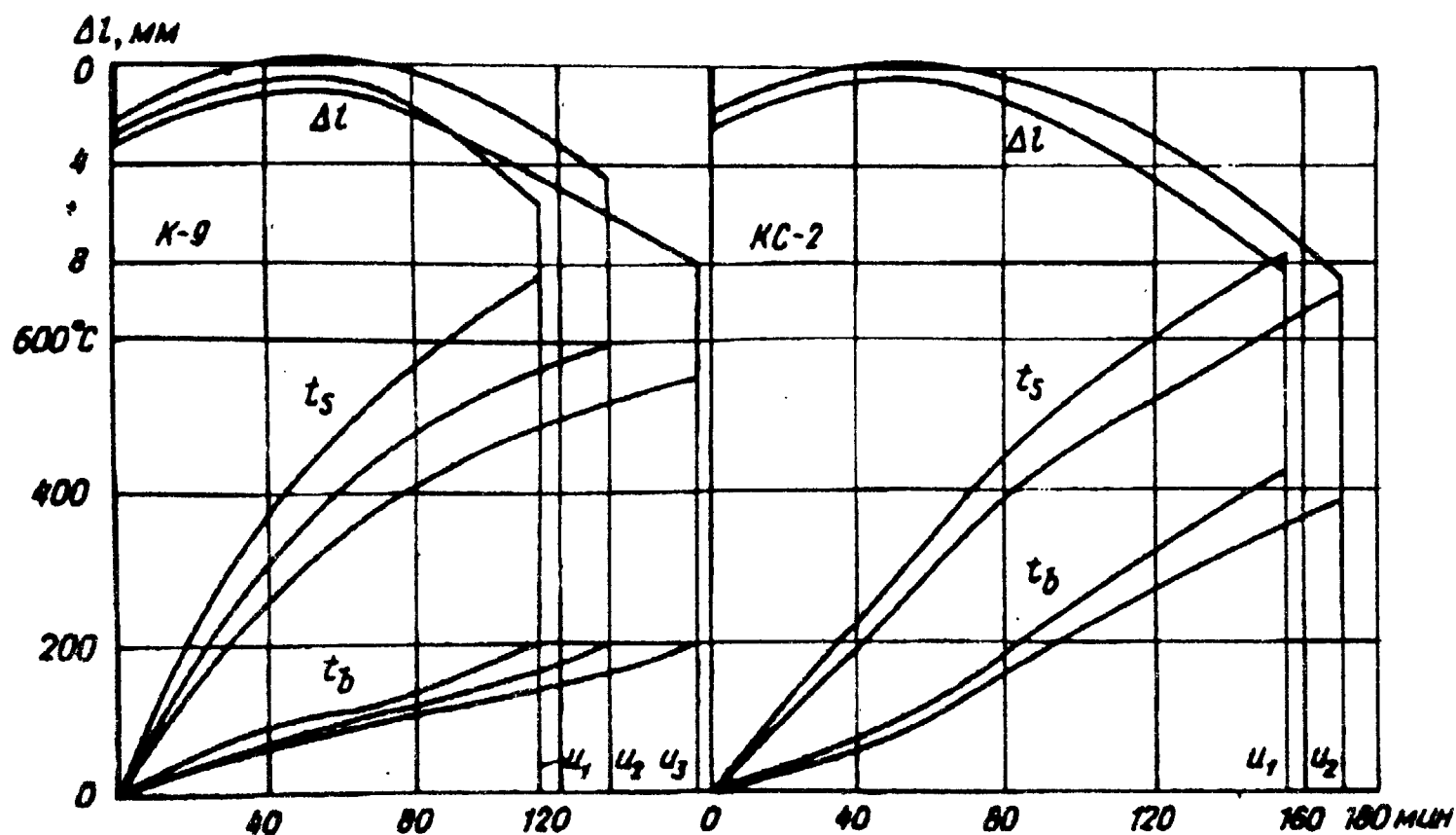


Рис. 46. Продольные деформации Δl , температура арматуры t_s и бетона в центре сечения t_b в колоннах К-9 и КС-2 из тяжелого бетона с $\mu = 7,15\%$ при четырехстороннем воздействии огня и сжимающей силы

Минимальные пределы огнестойкости для колонн в зданиях I степени огнестойкости должны быть не менее 150 мин и в зданиях II степени огнестойкости — 120 мин. При расположении 50% стержней продольной арматуры у центра сечения колонн с малым эксцентриситетом, когда все сечение колонны сжато, колонны пригодны для зданий I степени огнестойкости, а при расположении всех продольных стержней по периметру сечения — II степени огнестойкости.

Одним из методов расчета предела огнестойкости сжатых элементов является приближенный метод расчета огнестойкости с учетом критической температуры нагрева бетона. В этом методе криволинейное распределение температуры по сечению колонны от четырехстороннего нагрева учитывается приближенно (рис. 48).

В расчет вводится площадь бетона, имеющего температуру, ограниченную изотермой для тяжелого бетона с крупным заполнителем из силикатных пород, равной 500°C и из карбонатных пород — 600°C . Принимается прочность бетона, нагретого до этих температур, равной прочности бетона при нормальной температуре. Прочность бетона, нагретого выше этих температур, в расчете не учитывается.

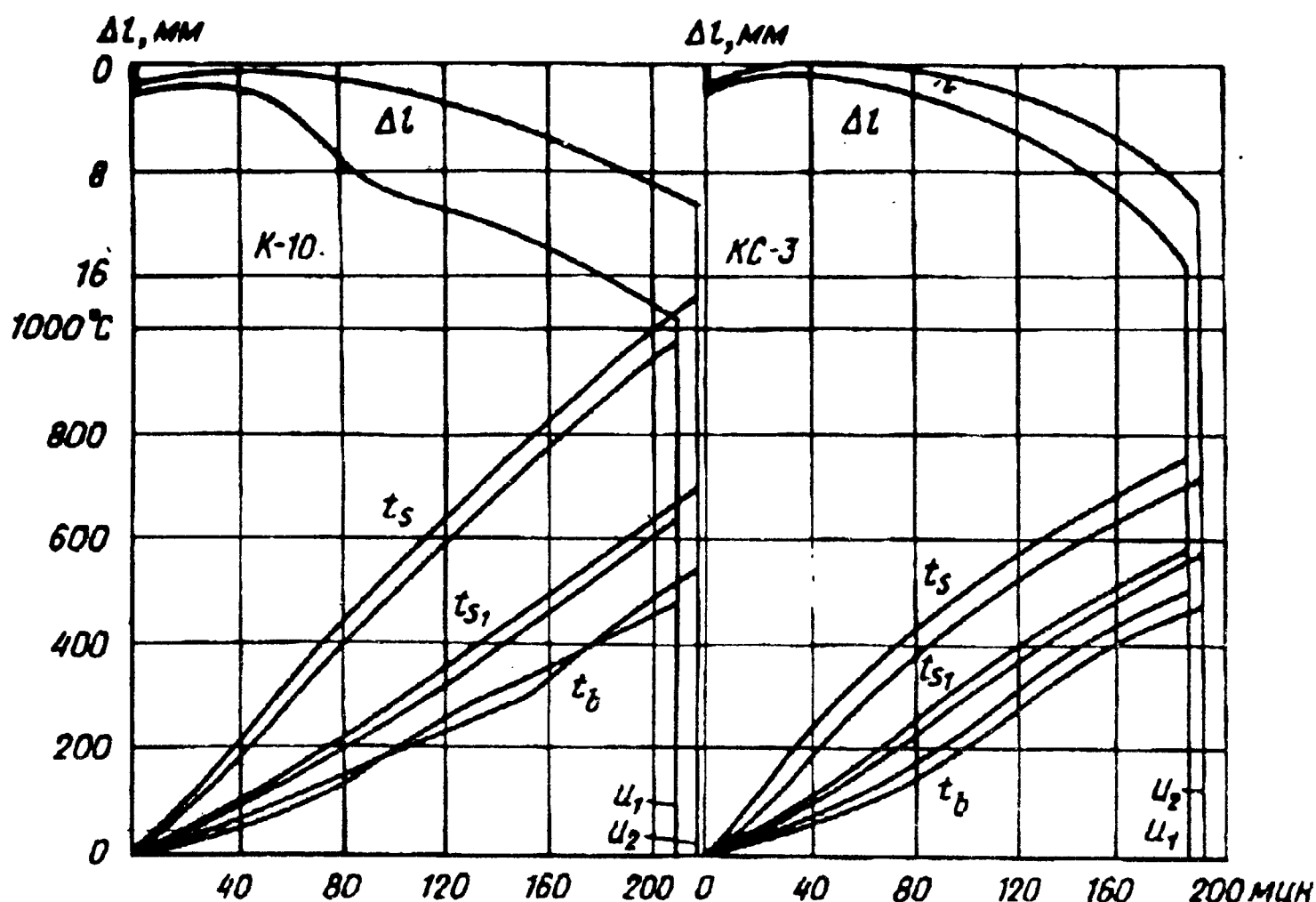


Рис. 47. Продольные деформации Δl , температура арматуры t_s и t_{s1} (расположенной у ядра сечения) и бетона в центре сечения t_b в колоннах К-10 и КС-3 из тяжелого бетона с $\mu = 7,15\%$ при четырехстороннем воздействии огня и сжимающей силы

Потеря несущей способности колонны наступает тогда, когда в средней части сечения колонны напряжения в бетоне достигнут призмочной прочности, а в арматуре сопротивления сжатию с учетом его снижения от нагрева

$$N = a\varphi_l (A_n R_b + A'_s R_{sc} \gamma_{st}), \quad (194)$$

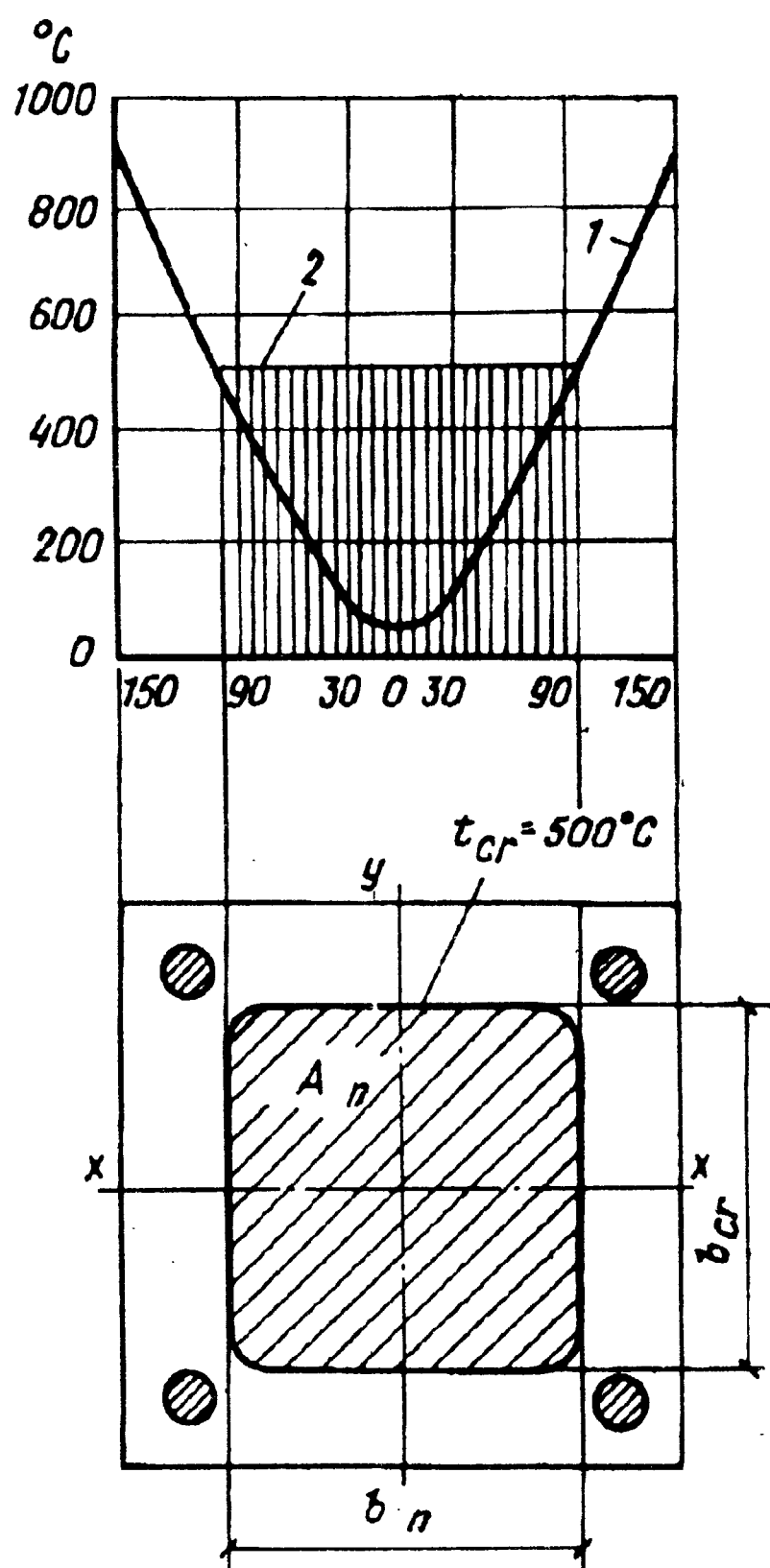
где N — сжимающая сила на колонну; $A_n = 0,9b_n^2$ — поперечное сечение колонны, ограниченное изотермой $500-600^\circ\text{C}$; φ_l — коэффициент продольного изгиба; R_{sc} — расчетное сопротивление арматуры сжатию; A'_s — сечение сжатой продольной арматуры; γ_{st} — коэффициент условия работы арматуры, учитывающий снижение сопротивления от нагрева; R_b — призмочная прочность бетона.

Значение коэффициента продольного изгиба φ_l определяется по формуле (186).

При воздействии огня за расчетную сторону колонны принимается наименьший размер сечения, ограниченный критической температурой b_n . Температуру арматуры и

Рис. 48. Определение критической температуры нагрева колонны при четырехстороннем воздействии огня

1 — действительное распределение температуры; 2 — учитываемое в расчете



размеры бетонного сечения, ограниченного изотермой с температурой 500 или 600°C для меньшего и большего предположенного предела огнестойкости колонны, определяют из теплотехнического расчета. Полученные значения несущей способности колонны при нормальной температуре и при двух разных длительностях нагрева соединяют кривой. Расчетный предел огнестойкости колонны для принятой эксплуатационной силы определяют по точке пересечения кривой изменения несущей способности колонны с горизонтальной линией, проведенной на уровне соответствующей этой силе (рис. 49). Найденные таким графическим приемом пределы огнестойкости колонны с разными процентами армирования приведены в табл. 35.

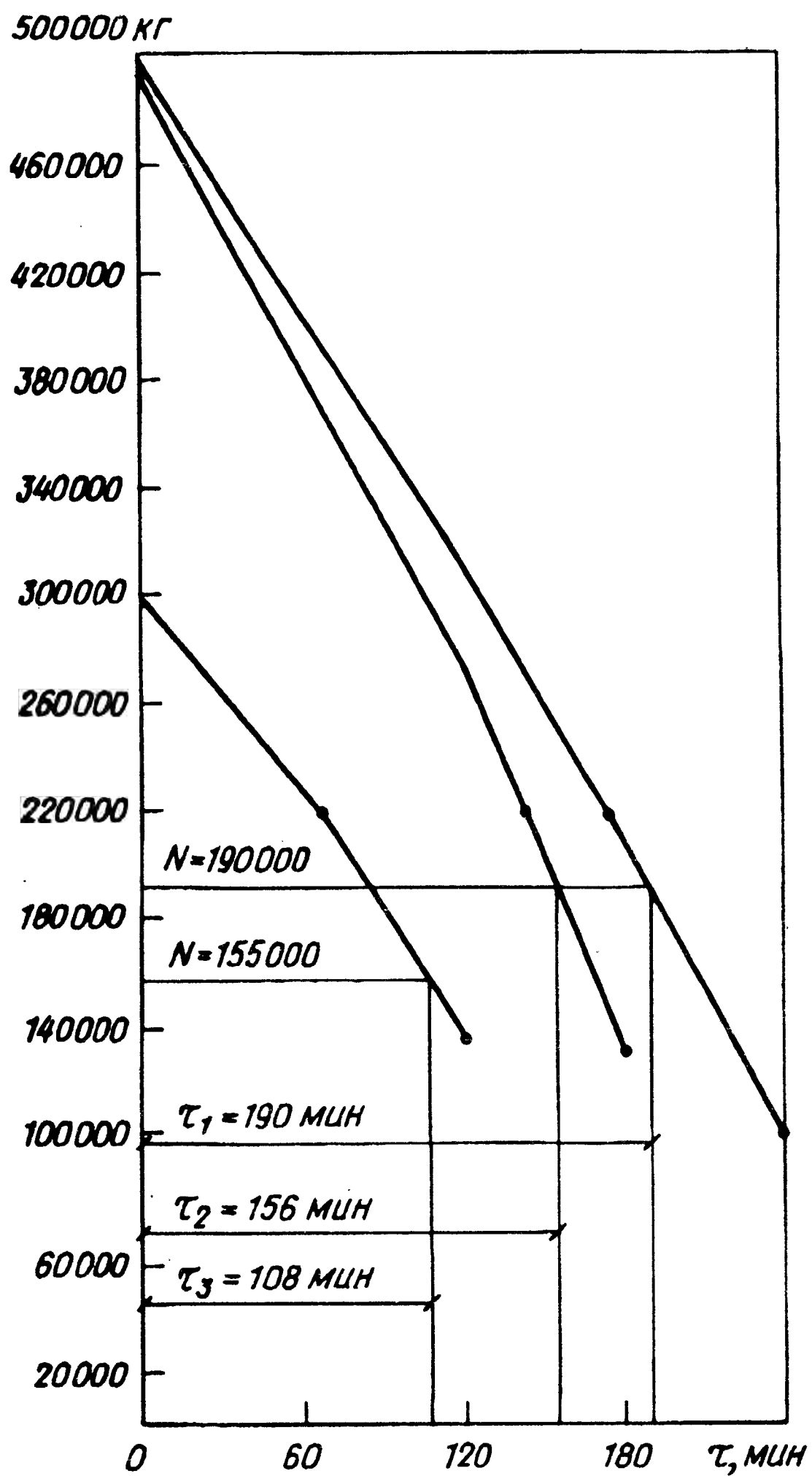


Рис. 49. Расчетные кривые снижения несущей способности колонн при различном времени воздействия огня

Таблица 35. Огнестойкость железобетонных колонн и их стыковых соединений

Шифр образца по табл. 1	Про- доль- ная арма- тура, μ, %	За- щит- ный слой бето- на, мм	R _b , МПа	Влаж- ность бето- на W, %	N в долях от разру- шаю- щей, кН	Темпе- ратура арма- туры, °С	Предел огнестойкости, мин						
							опыт- ный u ₀	расчетный					
								по НИИЖБу u _{T1}	u _{T1} /u ₀	по крити- ческой темпе- ратуре u _{T2}	u _{T2} /u ₀	крити- чес- кой дефор- маии u _{T3}	u _{T3} /u ₀
К-8	4 20;	27	41	4,1	0,41/1530	650	102	104	1	108	1,1	118	1,2
		32	39	3	0,42/1540	700	122	109	0,9	108	0,9	118	1
	1,39	25	36	4,9	0,49/1550	620	99	96	1	108	1,1	118	1,2
К-9	8 32;	29	40	4,1	0,34/1900	700	158	154	1	156	1	157	1
		28	35	3,8	0,36/1880	650	133	139	1	156	1,2	157	1,2
	7,15	29	35	2	0,36/1880	620	116	144	1,2	156	1,3	157	1,4
К-10	8 32;	31; 73	39	2,1	0,34/2000	900; 500	213	200	0,9	190	0,9	227	1,1
	7,15	29; 77	36	1,8	0,36/1950	950; 550	217	207	0,9	190	0,9	227	1
КС-1	4 20; 1,39	29	39	1,7	0,36/1550	710	170	160	0,9	156	0,9	157	0,9
КС-2	8 32; 7,15	28	34	1,8	0,35/1580	675	158	158	1	156	1	157	1
КС-3	8 32;	30; 74	34	1,6	0,36/1540	850; 450	193	186	0,9	190	1	227	1,2
	7,15	30; 75	40	1,5	0,36/1550	800; 400	185	189	1	190	1	227	1,2

Несмотря на то что в этом методе принято приближенное распределение температуры по перечному сечению бетона и, следовательно, условное распределение прочности бетона на сжатие в зависимости от температуры нагрева, расчетные пределы огнестойкости колонн удовлетворительно совпадают с опытными. Расхождение их не превышает 13—34%. Следует отметить, что этот метод не учитывает в полной мере изменения упругих свойств бетона и арматуры при нагреве и не позволяет определять пределы огнестойкости колонн по признаку потери их устойчивости от продольного изгиба.

Во ВНИИПО был предложен другой метод расчета огнестойкости сжатых железобетонных элементов по критическим деформациям. По этому методу за потерю несущей способности колонны при наступлении предела огнестойкости принимается продольная деформация, которая достигает критического значения. Критическая деформация зависит от температуры бетона в центре сечения колонны. В центре сечения колонны температуры бетона и предельная сжимаемость бетона наименьшие и они будут характеризовать деформации всей колонны.

Под действием сжимающей силы N колонна деформируется в продольном направлении [33]. При четырехстороннем огневом воздействии и ограничении температурных деформаций расширения сжимающей силой предельная продольная деформация сжатия всей колонны определяется по формуле

$$\epsilon_u = \frac{(N_{bt} + N_{st}) - N}{B_B + B_s}. \quad (195)$$

При ограничении продольных деформаций усилие от температурного расширения бетона в железобетонной колонне определяется по формуле

$$N_{bt} = E_b \sum \beta_{bi} \bar{\nu}_i \alpha_{ti} t_{bi} A_i; \quad (196)$$

для бетонного сечения при сжатии

$$B_b = E_b \sum \beta_{bi} \bar{\nu}_i A_i. \quad (197)$$

При нагреве колонны сжатой эксплуатационной силой свободное температурное расширение арматуры значительно ограничено. В арматуре возникают значительные сжимающие температурные напряжения, вызывающие текучесть арматуры. Поэтому усилия в арматуре определяют по формуле

$$\begin{aligned} N_{st} &= \varepsilon_{st} E_s \beta_s \nu_s A_s' = \\ &= \alpha_{st} t_s E_s \beta_s \nu_s A_s' = R_{sc} \gamma_{st} A_s'; \end{aligned} \quad (198)$$

для арматурного сечения при сжатии

$$B_s = \sum \frac{A_s' \gamma_s R_{sc}}{\alpha_{st} t_s}. \quad (199)$$

Разрушение колонны произойдет, если продольная деформация сжатого элемента ε_{bu} достигнет критического значения, равного

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_{bu} - \alpha_{bt} t_{ц}, \quad (200)$$

где в формулах (196) — (200) ε_{bu} — предельная сжимаемость бетона при высоте температуры принимается: при 20°C — 0,0025; при 100°C — 0,0033; при 200°C — 0,0047; при 300°C — 0,0066; при 400°C — 0,0091; при 500°C — 0,0127; $t_{ц}$ — температура бетона в центре сечения колонны; R_{sc} — сопротивление арматуры сжатию; γ_s — коэффициент условия работы арматуры, учитывающий снижение сопротивления арматуры при нагреве; β_{bi} — коэффициент снижения модуля упругости бетона при температуре в центре сечения i -той части бетона; $\bar{\nu}_i$ — коэффициент упругости бетона при температуре в центре сечения i -той части бетона; A_i , A_s' — i -тая площадь рассматриваемой части бетона и площадь сжатой арматуры; α_{bti} — коэффициент температурной деформации i -той части бетона; t_{bi} — температура i -той части бетона; α_{st} — коэффициент линейного температурного расширения арматуры; t_s — температура арматурного стержня.

Расчетные пределы огнестойкости, вычисленные от критической деформации бетона, близки к опытным значениям. Расхождение значений колеблется от —8 до +36%.

Достаточно удовлетворительное совпадение расчетных пределов огнестойкости колонн с опытными получено по методике НИИЖБа (см. п. 22). Эта методика учитывает как изменение прочностных, так и упругопластических свойств бетона и арматуры от нагрева, а также развитие

температурно-усадочных деформаций в бетоне. Расчетные пределы огнестойкости отличаются от опытных от —11 до +24%.

Все предложенные методы расчета пределов огнестойкости железобетонных колонн при четырехстороннем воздействии огня приемлемы для инженерных расчетов. Методика НИИЖБа более полно учитывает изменение физико-механических свойств бетона и арматуры при нагреве при определении расчетных пределов огнестойкости колонн.

4. ОСТАТОЧНАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПОСЛЕ ПОЖАРА

Для того чтобы установить влияние кратковременного четырехстороннего воздействия огня на остаточную несущую способность колонны после пожара, колонны К-8 с $\mu = 1,39\%$ и К-9 с $\mu = 7,15\%$ (см. табл. 1) сначала нагружали эксплуатационной сжимающей силой, а затем подвергали нагреву. Колонны с процентом армирования $\mu = 1,39\%$, имеющие предел огнестойкости 116 мин, подвергали четырехстороннему огневому воздействию "стандартного" пожара в течение 30 и 60 мин; колонны с $\mu = 7,15\%$, у которых предел огнестойкости был равен 158 мин, нагревали 60 и 90 мин с последующим остыванием 7°C в 1 мин до нормальной температуры под эксплуатационной нагрузкой.

В колоннах К-8, которые подвергались нагреву 30 мин, температура на арматуре была $375\text{—}390^{\circ}\text{C}$ и бетона в центре поперечного сечения $50\text{—}70^{\circ}\text{C}$. В колоннах К-8, нагреваемых 60 мин, температура арматуры повысилась до $420\text{—}450^{\circ}\text{C}$ и бетона в середине поперечного сечения до $85\text{—}100^{\circ}\text{C}$; при нагреве 90 мин арматура нагрелась до 500°C и бетон в середине поперечного сечения до 140°C .

Температура бетона и арматуры была значительно ниже, чем при достижении предела огнестойкости колонн (табл. 36). Три колонны, находящиеся под эксплуатационной нагрузкой 1550 и 1900 кН во время остывания, разрушились через 12, 42 и 50 мин (см. табл. 36). Остальные колонны после остывания через сутки догружались кратковременной нагрузкой и доводились до разрушения.

При кратковременном четырехстороннем нагреве арматура и слои бетона, находящиеся вблизи нагреваемых граней поперечного сечения колонны, расширялись от темпе-

Т а б л и ц а 36. Опытная остаточная несущая способность колонн после пожара

Ш и ф р образ- цов по табл. 1	Процент армиро- вания, μ	Приз- менная проч- ность R_b , МПа	Весовая влаж- ность, W , %	Эксплу- атаци- онная нагрузка N , кН	Время нагрева τ , мин	Время остыва- ния мин	Темпе- ратура поверх- ности t_b , $^{\circ}\text{C}$	Темпе- ратура армату- ры t_s , $^{\circ}\text{C}$	Темпе- ратура бетона в центре сечения $t_{\text{ц}}$, $^{\circ}\text{C}$	Нагруз- ка при разру- шении N_0 , кН
К-8	1,39	37	4,2	1550	60	12	860	450	100	1550
	1,39	34	3,4	1550	60	1440	770	450	100	1650
	1,39	37	4,7	1550	60	42	830	420	85	1550
	1,39	39	3,6	1550	30	1440	680	375	50	1780
	1,39	34	3	1550	30	1440	680	390	70	1770
К-9	7,15	35	1,8	1900	60	1440	830	470	85	2200
	7,15	34	1,7	1990	90	50	950	500	140	1900

ратурного воздействия значительно больше, чем бетон в середине сечения колонны. В крайних слоях бетона и в арматуре возникали добавочные напряжения сжатия, вызванные не проявившимися деформациями температурного расширения, которые складывались с деформациями сжатия от эксплуатационной нагрузки. При более высоких температурах нагрева происходило снижение сопротивлений сжатию бетона и арматуры и развивались упругопластические деформации. Повышенная деформативность бетона в краевых слоях колонны разгружает его и перераспределяет усилия на менее нагретые, более прочные и упругие слои бетона, находящиеся у центра сечения колонны. При остывании колонн в бетоне прочность на сжатие и модуль упругости не восстанавливаются. Развивающиеся в бетоне деформации кратковременной ползучести и температурной усадки при остывании не проявляются и бетон сокращается по упругим деформациям. У арматуры класса А-III сопротивление сжатию, модуль упругости и температурные деформации при остывании восстанавливаются.

При остывании колонны арматура сокращается в продольном направлении и усилия передаются на бетон, повышая в нем сжимающие напряжения.

Под действием эксплуатационной нагрузки в железобетонных колоннах возникали деформации сжатия ε_N , равные $51\text{--}54 \cdot 10^{-5}$. При воздействии огня в железобетонных колоннах стали появляться температурные деформации расширения $\varepsilon_t = 40 \cdot 10^{-5}$, которые не могли полностью проявляться, так как колонна находилась под сжимающей силой (рис. 50).

В первые минуты воздействия огня в железобетонной колонне в основном проявляются упругие деформации от сжимающей силы и деформации температурного расширения. При более высоких температурах нагрева в бетоне и арматуре начинают проявляться упругопластические деформации, вызванные снижением модулей упругости и развитием быстро натекающей ползучести.

При остывании заметно проявляются деформации температурной усадки бетона. Деформации ползучести и усадки бетона в железобетонной колонне разгружают бетон и нагружают арматуру. При остывании усилия, вызванные снижением температуры, с арматуры передаются на бетон. При остывании снижается температура арматуры и крайних

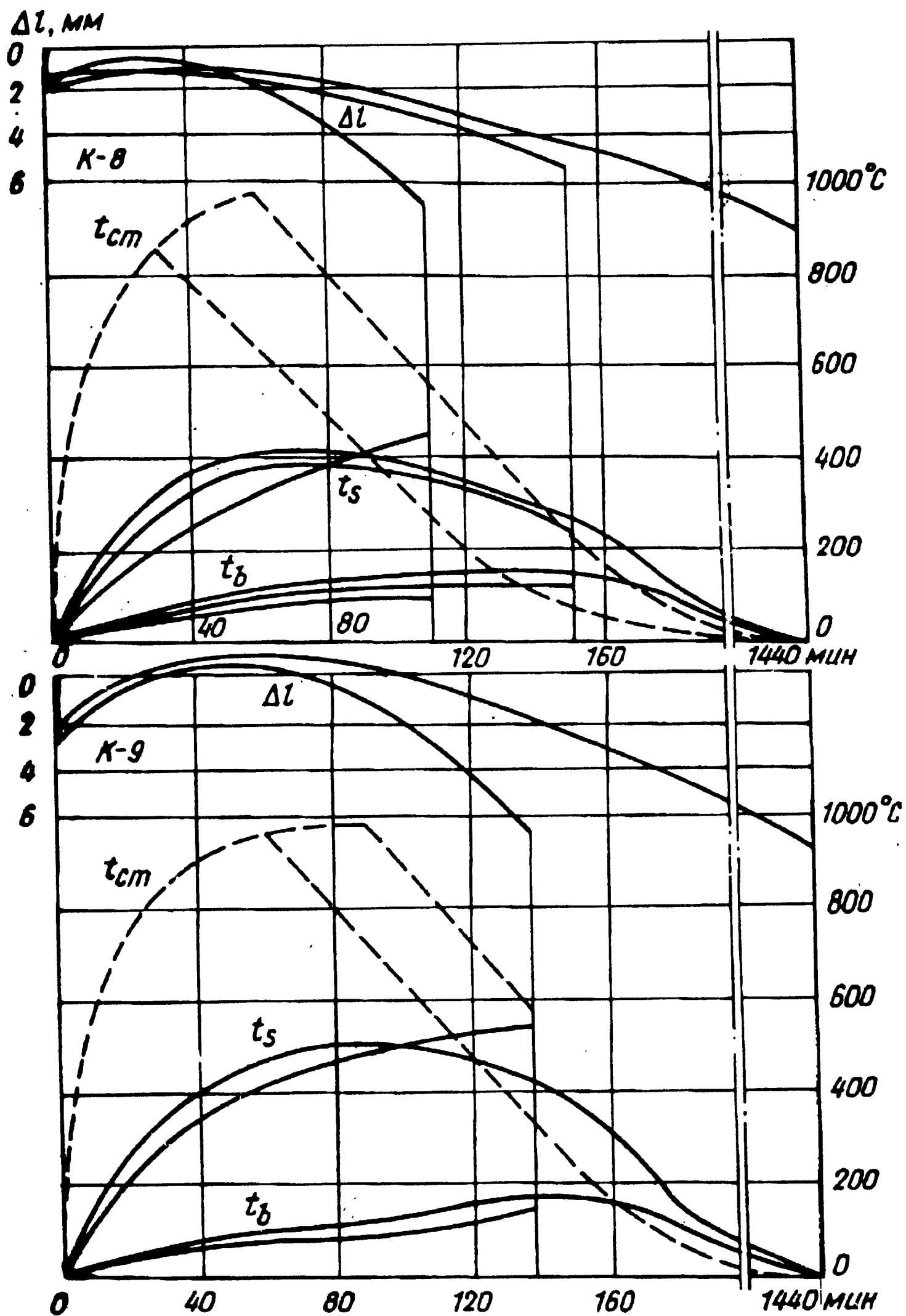


Рис. 50. Продольные деформации Δl , температура арматуры t_s и бетона в центре сечения t_b в колоннах К-8 и К-9 из тяжелого бетона при четырехстороннем воздействии огня 30, 60 и 90 мин и остывании под эксплуатационной нагрузкой

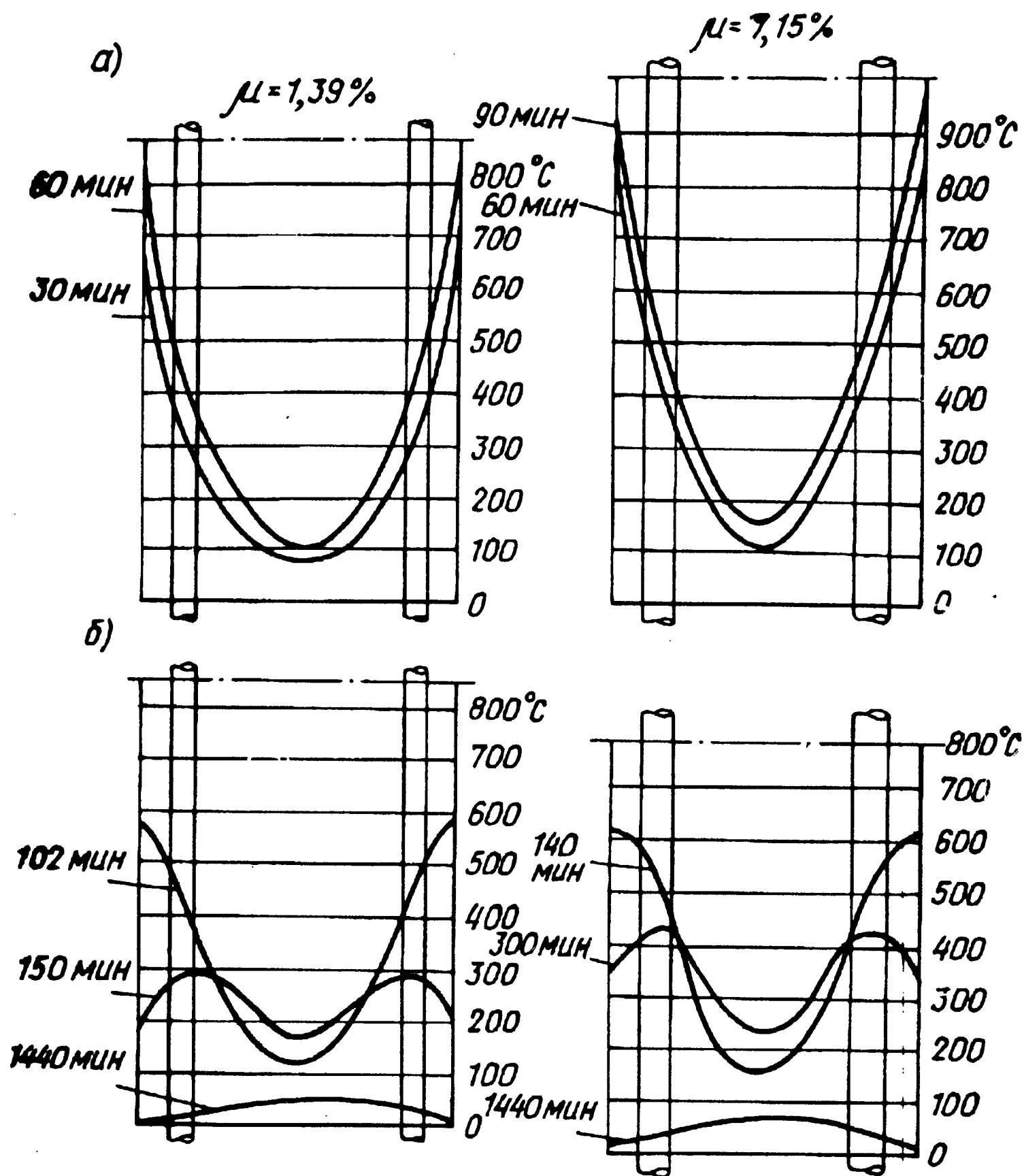


Рис. 51. Распределение температуры по сечению колонны
 а — при четырехстороннем воздействии огня 30, 60 и 90 мин; б — при остывании в течение 1440 мин

частей сечения бетона, которые имели высокую температуру. В центре поперечного сечения колонны бетон продолжал прогреваться и в нем температура повысилась со 100 до 250°C (рис. 51).

В опытах А.А. Гусева железобетонные колонны сечением 30х30 см и высотой 350 мм армировались 4 $\varnothing$ 18 А-II ($\mu = 1,13\%$) с защитным слоем бетона 3 см. Бетон на гранитном щебне прочностью на сжатие 46 МПа имел

влажность 3,75%. Разрушающая нагрузка в нормальных условиях $N = 4600$ кН. Колонны нагружались эксплуатационной нагрузкой $0,2N$ и подвергались четырехстороннему огневому воздействию по стандартной кривой в течение 1 и 1,5 ч и затем остужались.

При нагреве колонн 1 ч температура бетона на поверхности была 780°C и в центре сечения 80°C . При нагреве колонны 1,5 ч температура бетона на поверхности была 860°C и в центре сечения 120°C . Под нагрузкой 920 кН колонны остывали 24 ч, а затем испытывались на сжатие. Две колонны, которые нагревались 1 ч, разрушались под нагрузкой 1730 и 1690 кН. Колонны, которые нагревались 1,5 ч, разрушились под нагрузкой 1330 и 1360 кН. Остаточная несущая способность колонн составила 0,29 и 0,3 прочности колонн при нормальной температуре.

Опыты показали, что четырехстороннее воздействие огня даже в течение 30 мин вызывает необратимые изменения физико-механических свойств бетона, и несущая способность колонны снижается почти в 2 раза. Эти колонны не могут быть использованы для дальнейшей эксплуатации без усиления.

При неравномерном нагреве сжатого железобетонного элемента прочность, модуль упругости и коэффициент температурного расширения бетона будут переменными по сечению колонн. Считается, что сечение элемента остается плоским при температурном воздействии, поэтому при определении напряжений и деформаций в бетоне и арматуре методом сопротивления материалов недостающие уравнения неразрывности деформаций определяют, пользуясь гипотезой плоских сечений.

Расчет остаточной несущей способности ведут по приведенному сечению железобетонной колонны. Для этого сечения колонны разбивают на части. Арматура принимается за отдельную часть сечения. В пределах каждой части сечения прочность, модуль упругости и коэффициент температурного расширения бетона принимают постоянными для определенного момента времени нагрева. Все части сечения нагретого бетона и арматуры приводят к холодному, наиболее прочному бетону в центре сечения колонн. При кратковременном нагружении сжимающей силой в неравномерно нагретой по поперечному сечению железобетонной колонне возникнут упругие деформации сжатия

$$\epsilon_N = \frac{N}{E_b \beta_b A_{red}}, \quad (201)$$

где A_{red} — приведенная площадь поперечного сечения железобетонной колонны;

$$A_{red} = \sum A_i \frac{\beta_{bi}}{\beta_b} + \alpha A_s, \quad (202)$$

где β_{bi} — коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости бетона i -той части сечения; β_b — коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости бетона при температуре, к которой приводится сечение; β_s — коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости арматуры, α — определяется по формуле (100).

Деформация колонны ϵ_N , вычисленная по формуле (201), близка к опытному значению и в любое время нагрева будет равна деформации бетона ϵ_{bN} и деформации арматуры ϵ_{sN} .

Деформации температурного удлинения железобетонной колонны ϵ_t могли бы проявиться, если бы не было сжимающей силы N , действующей на колонну. При сжимающей силе N не проявившиеся температурные деформации в бетоне ϵ_{bt} и в арматуре ϵ_{st} , от которых возникнут напряжения сжатия, будут

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_{st} = \epsilon_t - \epsilon_N. \quad (203)$$

При остывании под сжимающей силой N в колонне развиваются упругие деформации сжатия ϵ_{bN} от силы, быстрой протекающей ползучести бетона ϵ_c и деформации температурной усадки бетона ϵ_{cs}

$$\epsilon = \epsilon_N + \epsilon_c + \epsilon_{cs}. \quad (204)$$

При остывании упругие деформации ϵ_{bN} определяют по формуле (201) при наибольших температурах нагрева бетона, так как при остывании прочность на сжатие и модуль упругости бетона не восстанавливаются.

Деформации температурной усадки бетона определяли по формуле

$$\epsilon_{cs} = \alpha_{cs} t_m. \quad (205)$$

Значение коэффициента температурной усадки бетона принимали по табл. 6 для наибольшей средней температуры бетона t_m , которая была достигнута при нагреве колонны.

Деформации быстроснатекающей ползучести бетона при огневом воздействии получали из опыта, когда из замеренной общей деформации сжатия колонны вычитали упругие деформации бетона от сжимающей силы и деформации температурной усадки бетона при остывании. По деформациям ползучести и напряжению в бетоне от сжимающей силы при нагреве определяли удельные деформации ползучести, принимая линейную их зависимость от напряжений

$$C(t, \tau) = \varepsilon_c / \sigma_{bN}. \quad (206)$$

Удельные деформации ползучести бетона при нагреве $C(t, \tau)$ приводят к удельной мере ползучести, приходящейся на 100°C ,

$$C_t(t, \tau) = (C(t, \tau) 100) / t_i. \quad (207)$$

Удельная мера ползучести бетона была определена для разного времени нагрева. Общая зависимость удельной меры ползучести бетона от времени нагрева имеет вид

$$C_t(t, \tau) = C(t, \tau = \infty) (1 - e^{-\gamma \tau}), \quad (208)$$

где τ — время нагрева, мин; γ — коэффициент, принимаемый 0,05; $C_t(t, \tau)$ — принимаем из опыта при $t = 365^\circ\text{C}$ и $\tau = 60$ мин, равную $4 \cdot 10^{-6}$.

Зная удельную меру ползучести бетона $C_t(t, \tau)$, определяли коэффициент упругости бетона при нагреве по формуле

$$\nu = 1 / (1 + C_t(t, \tau) \Delta t E_b \beta_b), \quad (209)$$

где Δt — приращение температуры нагрева бетона.

Из-за развития деформаций температурной усадки и ползучести бетона будет перераспределяться напряжение с бетона на арматуру. Напряжение сжатия в арматуре от развития деформаций усадки и ползучести бетона будут

$$\sigma_{s,csc} = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_c) E_s \beta_s. \quad (210)$$

Т а б л и ц а 37. Теоретическая остаточная несущая способность колонн после пожара

Шифр образ- ца по табл. 1	Деформации колонн 10^{-5} от				$\sigma_{с,ср}$, МПа	Несущая способ- ность при 20°С N , кН	Остаточная несущая способность, кН		
	нагруз- ки ϵ_N	нагре- ва ϵ_T	остыва- ния ϵ_u	усадки бето- на $\epsilon_{сз}$			опытная N_o , кН	теоре- тическая N_T , кН	N_T/N_o
К-8	51	48	434	61	104	2900	1650	1622	0,98
	45	48	392	44	85	2900	1780	2101	1,18
	48	40	311	45	87	2900	1770	2088	1,17
К-9	54	40	253	68	106	2560	2200	2356	1,07
									0,39

Напряжение в арматуре $\sigma_{s,csc}$ не должно превышать сопротивления арматуры сжатию $R_{sc} \gamma_{st}$. При достижении в арматуре напряжений, равных нормативному сопротивлению сжатия, арматура потечет и будет деформироваться вместе с бетоном, не увеличивая напряжение в арматуре.

Если напряжение в арматуре от развития деформаций усадки и ползучести бетона будет превышать предельное сопротивление арматуры сжатию, то превышение этих напряжений

$$\Delta \sigma_{s,csc} \leq R_{sc} \gamma_s - \sigma_{s,csc} \quad (211)$$

при совместном деформировании с бетоном будет передаваться на бетон.

Напряжения сжатия в бетоне возрастут до значения

$$\sigma_{b,csc} = \frac{\Delta \sigma_{s,csc}}{\alpha} = \frac{\Delta \sigma_{s,csc} E_b \beta_b}{E_s \beta_s}. \quad (212)$$

Остаточная несущая способность колонны после кратковременного нагрева и остывания определялась по формуле (184), в которую вместо $R_{sc} \gamma_{st}$ вводилась разность $(R_{sc} \gamma_{st} - \sigma_{s,csc})$.

Вычисленная остаточная несущая способность колонн после кратковременного нагрева 30 и 60 мин и остывания удовлетворительно совпадает с опытной (табл. 37).

ГЛАВА 7. ПОВЕДЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ЗДАНИЯХ ПРИ ПОЖАРЕ

В предыдущих главах подробно рассмотрены результаты испытаний на огнестойкость по потере несущей способности железобетонных плит, балок и колонн, изготовленных из различных бетонов и арматуры. Испытания проводились по стандартной методике, которая гарантирует наименьший предел огнестойкости железобетонной конструкции. Испытания такие очень трудоемки, дорогостоящи и требуют специальных мощных установок, которые имеются только в некоторых институтах нашей страны. Поэтому определение предела огнестойкости всех разрабатываемых железобетонных конструкций стандартными испытаниями

практически невозможно. На основе анализа испытаний на огнестойкость разработаны методы расчета пределов огнестойкости железобетонных конструкций, которые состоят из теплотехнического и статического расчетов. Расчетом можно определить предел огнестойкости отдельной изгибаемой, сжатой или растянутой железобетонной конструкции.

Предел огнестойкости отдельной железобетонной конструкции можно также найти приближенно по таблицам и рекомендациям, которые получены на основании анализа большого количества испытаний железобетонных элементов по стандартной методике. Однако определение предела огнестойкости отдельной железобетонной конструкции характеризует ее работу без учета совместной работы в здании или сооружении, в которых она будет применена. Совместная работа покрытий и перекрытий со стенами, статическая схема здания, монолитность конструкции, стыки и армирование элементов с учетом заделки на опорах влияют на предел огнестойкости отдельных железобетонных конструкций. Некоторые простые конструктивные мероприятия позволяют повысить предел огнестойкости отдельных элементов в здании.

1. СОВМЕСТНАЯ РАБОТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ЗДАНИИ

Отношение между площадью поперечного сечения балки и общей площадью нагреваемой поверхности оказывает влияние на прогреваемость бетона. Поэтому лучше применять балки широкие, а не тонкие и высокие. В качестве основной арматуры рекомендуется использовать более двух арматурных стержней и еще лучше разместить часть основной арматуры во втором ряду. Если балка во время пожара не имеет возможности свободно удлиняться из-за отсутствия температурных швов на концевых опорах или они недостаточны, то в балке будут возникать продольные сжимающие усилия, которые в общем повышают предел огнестойкости балки, но могут оказать и вредное влияние на опорные стены или колонны, вызывая у них изгиб. Вследствие воздействия огня на внутренних опорах неразрезных балок и плит при их пределе огнестойкости 1,5 ч и более возрастают поперечные силы и при отношении $2,5lM/Qh_0 \leq 3$ снижается предел огнестойкости изгибаемого элемента. При одностороннем нагреве плит и

балок развивается большой прогиб, который смещает к внутреннему краю опорную реакцию на крайних опорах. Это может вызвать разрушение опор. Кроме того, во избежание снижения уровня опоры при воздействии огня из-за развития деформаций усадки бетона и увеличения деформаций от нагрузки рекомендуется для опорных частей применять материал с достаточной огнестойкостью или опорные части теплоизолировать [37].

В предварительно напряженных балках, армированных пучками, из-за снижения сцепления от нагрева увеличивается длина передачи усилий на концах пучков. Во избежание проскальзывания пучков при пожаре концы балки рекомендуется утолщить так, чтобы расстояние от арматурного пучка до нагреваемой поверхности бетона было бы не менее 75 мм, или устроить теплоизоляцию. На расстоянии от торца балки не менее 1 м или не менее $1,5l_{an}$ хомуты рекомендуется ставить чаще. Желательно пряди применять диаметром менее 12,5 мм.

В свободно опертых предварительно напряженных балках и плитах из арматурных пучков, не имеющих сцепления с бетоном, анкерные устройства должны иметь защитный слой бетона в зависимости от требуемого предела огнестойкости.

Плиты, опертые на колонны, при воздействии температуры могут разрушаться от продавливания при действии поперечных сил. Для предотвращения такого разрушения рекомендуется провести расчет на продавливание с учетом изменения свойств бетона и арматуры от нагрева.

При пожаре колонна большого поперечного сечения с меньшим процентом армирования лучше сопротивляется действию огня, чем колонна меньшего поперечного сечения и имеющая большой процент армирования.

Стыки и швы между сборными элементами заполняются раствором или бетоном. Швы и стыки между элементами, которые отделяют одно помещение от другого, должны быть цельными и достаточно теплоизолирующими, чтобы они могли воспрепятствовать быстрому нагреву с другой стороны для требуемого предела огнестойкости и не способствовали распространению пламени в другие помещения.

Если через стык не передаются усилия, то их можно выполнять, как указано на рис. 52, а, б. Толщина бетона, перекрывающего стык, зависит от требуемого предела огне-

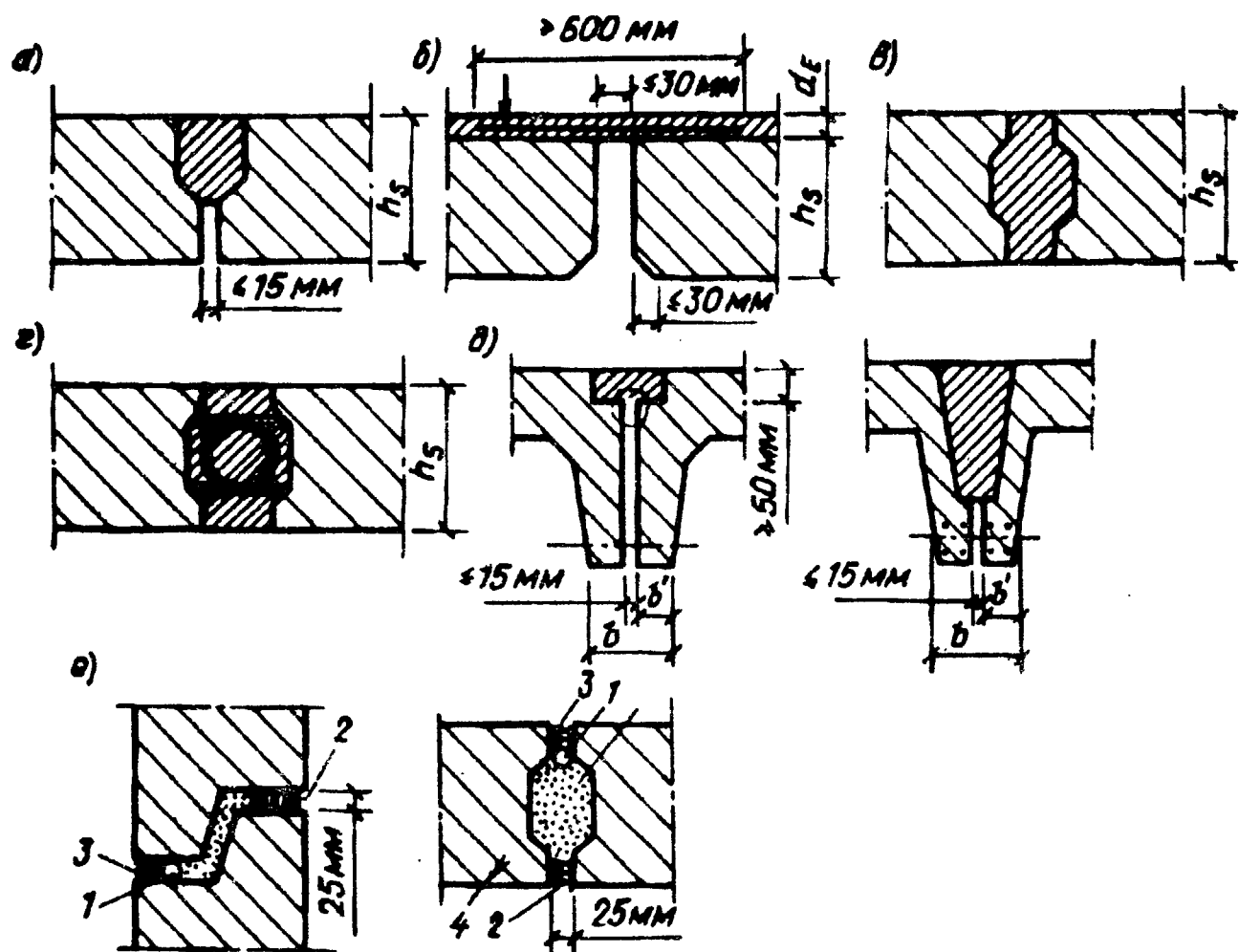


Рис. 52. Стыки сборных элементов, препятствующие проникновению огня
 а, б — без передачи усилий; в, г — с передачей усилий; д — ребристой панели; е — температурный; 1 — шнуровой асбест; 2 — невоспламеняющийся деформируемый материал; 3 — изоляционный материал; 4 — герметик

стойкости конструкции и должна составлять не менее 30 мм для огнестойкости 60 мин и 50 мм для огнестойкости 180 мин.

Если через стены передаются усилия, то их можно выполнять как указано на рис. 52, в, г. Стыки ребристых конструкций рекомендуется выполнять по рис. 52, д. При этом надо иметь в виду, что рекомендуемая в табл. 5 и 6, прил. 1 ширина балки или ребра принимается равной ширине двух ребер. Стыки стеновых панелей должны допускать возможность взаимного смещения стеновых панелей в перпендикулярном к стене направлении.

Температурные швы в зданиях и сооружениях должны обеспечивать возможность перемещения части конструкции от температурного расширения при пожаре в одном помещении без последующих повреждений конструкций в других помещениях. Ширина температурного шва зависит от размеров плит, балок, колонн, конструкции стыков между ними, способа опирания и времени, в течение которого конструкция должна сопротивляться воздействию огня, и от многих других факторов. Для восприятия перемещения эле-

ментов конструкции, которое возможно во время пожара, ширина температурного шва примерно должна быть не менее $0,001l$ при пределе огнестойкости 1 ч и $0,0015l$ при пределе огнестойкости большей продолжительности, где l — расстояние между температурными швами. Для того чтобы конструкция температурного шва могла выдерживать воздействие огня и иметь достаточные теплоизоляционные свойства, необходимо заполнять их невоспламеняющимися волокнистыми материалами и герметиком (рис. 52, и, к). Рекомендуется предусматривать возможность осмотра температурных швов и в случае необходимости их текущий ремонт.

В перекрытиях из неразрезных балок и балочных плит, работающих в одном направлении, которые при пожаре нагреваются снизу, появляется прогиб от нагрузки и неравномерного нагрева по высоте сечения. Под воздействием огня происходит перераспределение усилий: уменьшается момент в пролете и увеличивается момент на промежуточных опорах. Увеличение момента на опоре приводит к образованию пластического шарнира при достижении в верхней арматуре предела текучести. Арматура на опоре практически нагревается мало, и поэтому она должна иметь достаточную пластичность. Арматура в середине пролета нагревается более интенсивно и ее сопротивление растяжению быстро снижается. Несмотря на уменьшение моментов, в пролете появляется пластический шарнир, и система разрушается.

В таких конструкциях недостаточная пластичность арматуры на промежуточных опорах может привести к преждевременному разрушению. Количество арматуры над промежуточными опорами, которая воспринимает отрицательный момент, должно быть не менее 0,5% поперечного сечения бетона.

При пожаре железобетонные элементы нагреваются и увеличиваются в размерах. Если опорные части элементов не препятствуют температурным деформациям балок, плит и колонн, то они свободно удлиняются и искривляются. Если опорные части элементов препятствуют их температурным деформациям, то в балках и плитах возникают продольные сжимающие усилия, а в колоннах увеличиваются усилия сжатия.

Опоры балок следует выполнять так, чтобы между балкой и опорой был бы зазор a , который бы позволил балке

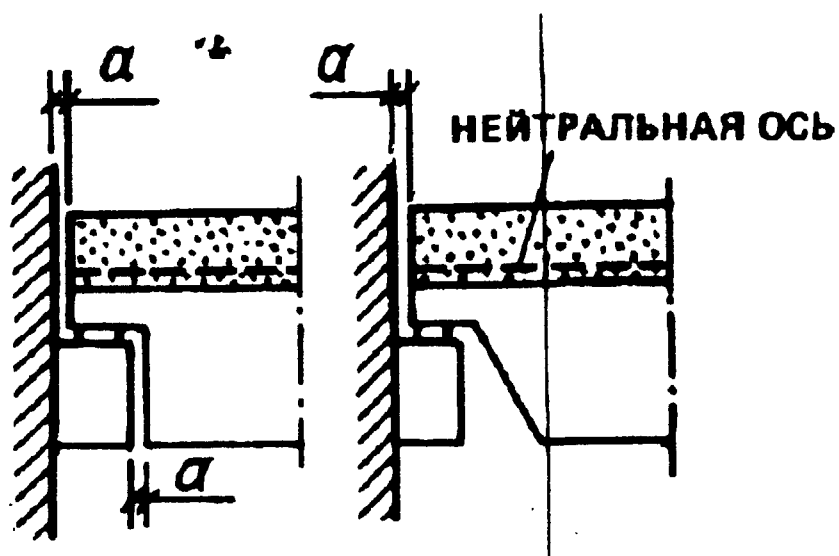


Рис. 53. Опоры тавровой и П-образной балки (a — температурный зазор)

свободно удлиняться при ее нагрева (рис. 53). Ширину зазора между опорой и балкой в первом приближении рекомендуется принимать не менее $0,05l$, где l — пролет балки.

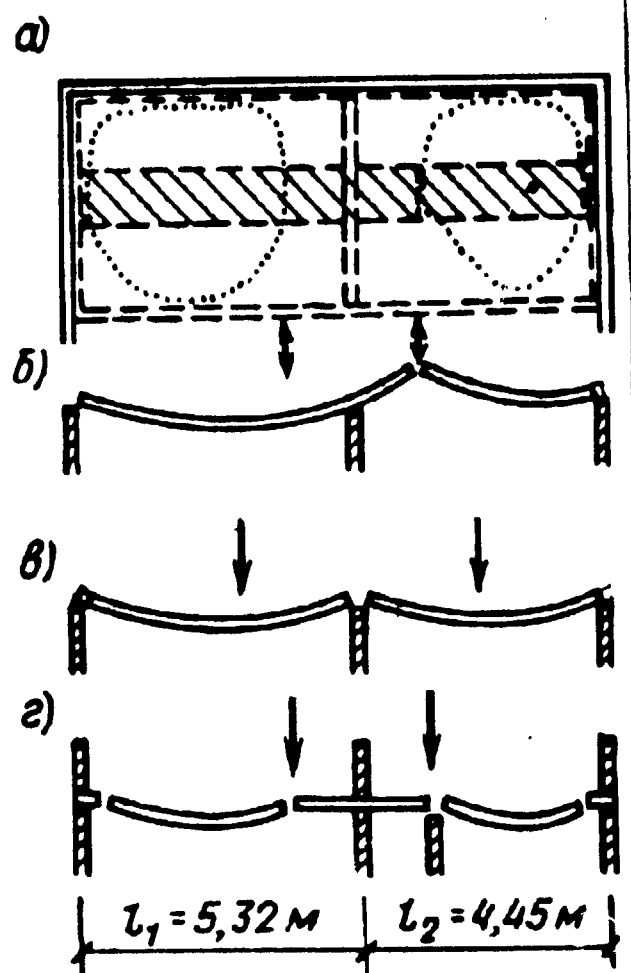
В 4-этажном современном жилом доме в г. Лерте ФРГ [39] были проведены экспериментальные пожары, которые установили, что все монолитные железобетонные перекрытия, опирающиеся на кирпичные стены, имели предел огнестойкости больше, чем было установлено стандартными испытаниями. Предел огнестойкости плит повышался за счет включения в работу конструктивного поперечного армирования плит. Плиты, которые рассчитывались по балочной схеме, во время пожара работали как плиты, опирающиеся по контуру, так как они имели опирания по 3 или 4 сторонам. Кроме того, в плитах появлялись продольные сжимающие усилия от температурных деформаций. Защемления в кирпичных стенах создавали отрицательные моменты на опорах.

Для сравнения результатов стандартных испытаний на огнестойкость с опытными данными, полученными на плоских плитах, в здании были испытаны две неразрезные плиты толщиной 15 см с пролетом $l_1 = 5,32$ м $l_2 = 4,45$ м (рис. 54, а). По размерам плиты соответствовали плитам в доме г. Лерте. Одна плита 1 имела арматуру в соответствии со статическим расчетом и чертежами для экспериментального дома. Требования по огнестойкости не учитывались.

Другая плита 2 имела такое же армирование, как плита 1. Однако были учтены требования по огнестойкости для неразрезных железобетонных конструкций (пп. 11,12 рекомендаций). На средней опоре арматура подбиралась с учетом суммарного момента от нагрузки и от температуры и распределялась согласно эпюре суммарных моментов. Плиты, испытанные при нормальной температуре и на огнестойкость, на установке работали как балочная система

Рис. 54. Разрушение двухпролетных плит перекрытия после одностороннего воздействия огня снизу

а — в существующем здании (показано точками) и при стандартном испытании на огнестойкость с образованием трещины (показано штрихом); **б** — у обрыва арматуры около средней опоры; **в** — на опоре; **г** — под ненесущей перегородкой



в одном направлении. У плиты 1 на 8-й минуте огневого воздействия в более коротком пролете l_2 около средней опоры, где оборвалась верхняя арматура, которая воспринимала отрицательный момент на опоре, образовалась широкая трещина (рис. 54, б), которая двухпролетную неразрезную балку превратила в две статически определимые балки. На плите 2 (рис. 54, в) с начала нагрева появилось много волосных трещин, на 20 минуте на средней опоре появилась трещина шириной в 1 мм. Верхняя арматура на опоре разорвалась, и из двухпролетной статически неопределимой балки образовались две статически определимые балки. В экспериментальном пожаре в здании в пролете плиты l_2 была воздвигнута ненесущая стенка в полкирпича (рис. 54, г), которая воспринимала часть нагрузки от плиты во время пожара.

Плита 1 имела предел огнестойкости 54 мин при моменте на опоре 26 кН·м и прогибе 250 мм. У плиты 2 предел огнестойкости был 90 мин при моменте на опоре 39 кН·м и прогибе 200 мм. Плита в здании при пожаре имела предел огнестойкости более 90 мин, момент на опоре 37 кН·м и прогиб 125 мм. При ненесущей перегородке в пролете предел огнестойкости плиты составил 120 мин, момент на опоре 36 кН·м и прогиб всего 80 мм. Экспериментальные пожары в здании показали, что на работу железобетонных плит в здании оказывают влияние заделки на

опорах в несущих стенах и ненесущие кирпичные перегородки под плитами перекрытий, которые воспринимают частично нагрузку от плит и уменьшают их прогиб, при условии, что ненесущая стена нагревается с одной стороны и препятствует распространению огня в соседнее помещение.

В неразрезных плитах трещины появлялись на верхней ненагреваемой поверхности плит там, где обрывалась верхняя арматура, расположенная над опорами. Трещины служили шарнирами и превращали статически неопределимые плиты в статически определимые, но с пролетами значительно меньшими, чем при принятой статической схеме расчета. Имеющаяся верхняя арматура на опорах смещает места образования трещин с опор на конец обрыва арматуры.

Ненесущие разделительные стены могут повышать предел огнестойкости плит лишь в том случае, если они замыкают объем одного помещения, где пожар, и нагреваются только с одной стороны (рис. 54, г). При пожаре ненесущая стена стремится расширяться от нагрева и подпирает перекрытие. Величина нагрузки на стенку будет зависеть от ее жесткости и деформативности.

2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В многоэтажных зданиях рамной конструкции, выполненных из монолитного железобетона, балки, плиты и колонны имеют большую огнестойкость, чем в сборном железобетоне. Однако при локальном пожаре в одном помещении взаимодействие отдельных элементов рам приводит к возникновению дополнительных усилий в других пролетах рам, в которых нет пожара.

В техническом университете г. Брауншвейга (ФРГ) было проведено испытание трехпролетной четырехэтажной рамной конструкции [37]. Рама имела крайние пролеты 4,5 м и средний пролет 5,5 м, высота первого этажа 4,75 м, 2-го — 4-го этажей — 3,5 м. Ригели рамы имели сечение 30х40 см и колонны 30х30 см, 30х45 см. Плиты (толщиной 16 см), ригели и колонны рамы монолитно соединены между собой. Пожар был организован на 3-м этаже в среднем пролете рамы (рис. 55).

Было установлено, что в колонне 1 и в ригеле 2 при подъеме температуры в течение 45 мин моменты M_1 и M_2 возрастали, а затем стали уменьшаться, но были больше,

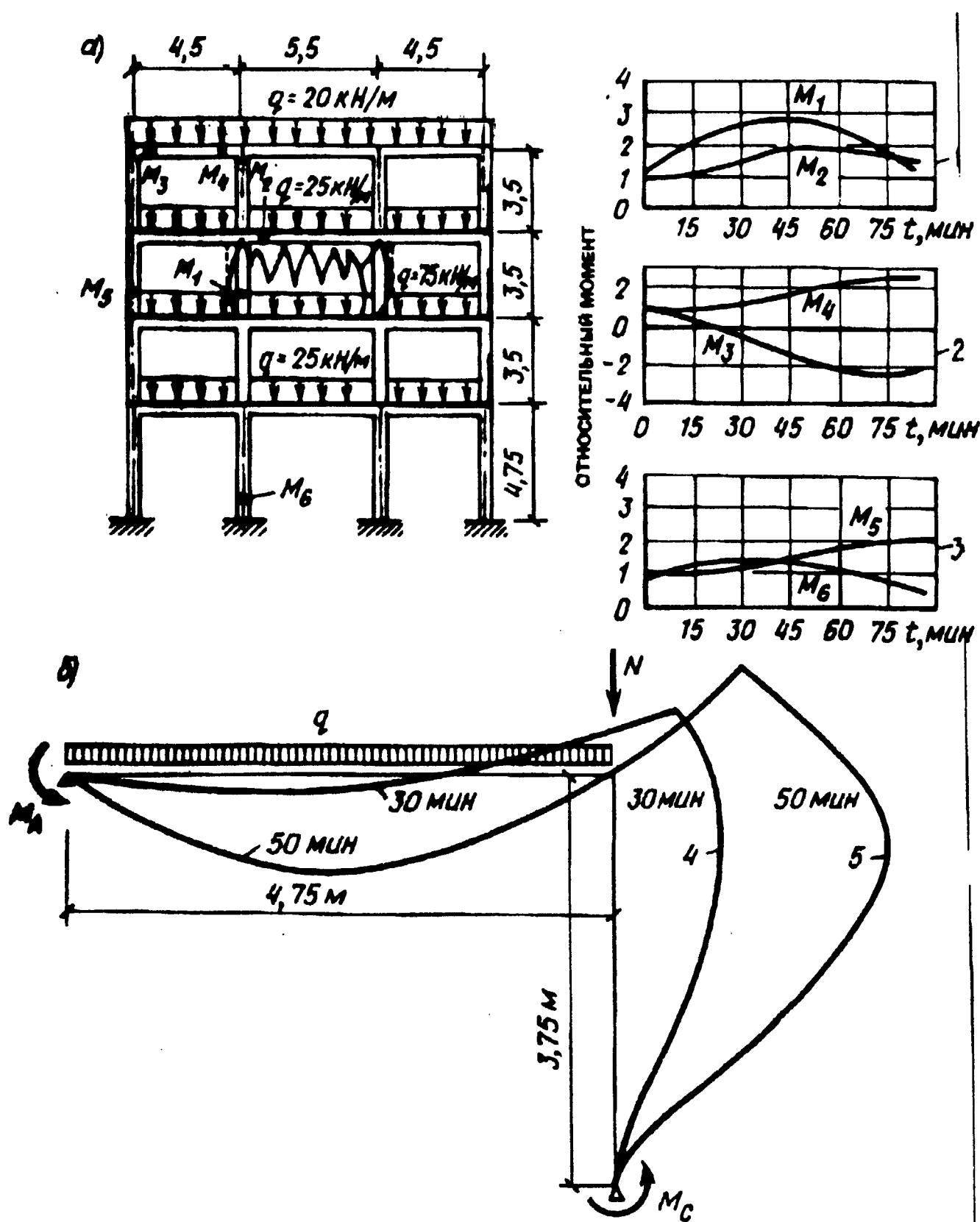


Рис. 55. Испытания на огнестойкость железобетонных рам

a — трехпролетной и четырехэтажной; *б* — Г-образной; изменение моментов; 1 — изменение моментов в средней колонне и в среднем ригеле третьего этажа; 2 — то же, в крайнем ригеле 4-го этажа; 3 — то же, в крайней колонне 3-го этажа и средней колонне 1-го этажа; 4 — то же, в Г-образной раме после 30 мин огневого воздействия; 5 — то же, после 50 мин огневого воздействия

чем моменты до пожара. В ригеле крайнего пролета на 4-м этаже момент M_4 у средней опоры увеличился в 2,5 раза, а момент у крайней опоры M_3 изменил свой знак и также увеличился в 2,5 раза. В крайней колонне 3-го этажа момент M_5 увеличился в 2 раза, а в средней колонне 1-го этажа у опоры момент M_6 уменьшился. Из испытаний видно, что пожар даже в одном помещении оказывает

влияние на перераспределение усилий в рамной монолитной конструкции.

Обычно очаг пожара ограничен по размеру. Нагретая площадь плиты перекрытия окружена ненагретыми прохладными зонами плиты около опор. На нагретом снизу участке в середине плиты возникают сжимающие напряжения, которые разгружают нижнюю растянутую арматуру, повышая критическую температуру нагрева арматуры. В местах сопряжения плиты с ригелем около опоры на холодном участке возникают растягивающие и дополнительные сжимающие напряжения, которые могут привести к разрушению плиты в опорной части.

При пожаре по оси 2 на 2-м этаже рамной конструкции колонны, находящиеся по осям 1, 3 и 4, будут нагреваться меньше, чем колонны по оси 2 (см.рис. 55). В этой колонне свободному температурному расширению будут препятствовать соседние и вышестоящие колонны, и в ней возникнут добавочные сжимающие усилия. А так как она нагрета больше всех других колонн, то в ней будет наибольшее снижение прочности бетона и арматуры от воздействия температуры. В то же время при нагреве будут развиваться быстросотекающие деформации ползучести бетона и арматуры, и усилия релаксируются.

Если колонны нагреваются по-разному, то в плитах и ригелях появляются добавочные прогибы и возникают добавочные моменты, которые могут привести к разрушению плит, ригелей или колонн. Дополнительные усилия вызывают смещение угла каркаса рамы из-за температурного расширения ригеля и плиты (рис. 55, б). Ось колонны смещается, и увеличивается эксцентриситет приложения сжимающей силы.

Если под воздействием огня находятся все помещения 2-го этажа, то из-за температурного расширения плит и ригелей возникает большое горизонтальное усилие — крайние колонны могут разрушиться от среза. Устройство температурных швов и разбивка рамной конструкции на отсеки помогут избежать такого разрушения колонн.

Жесткие элементы зданий, лестничные клетки используются как стабилизирующие ядра жесткости, которые должны быть сосредоточены в центральной части здания или в середине между двумя температурными швами для обеспечения возможности равномерного температурного

расширения во всех направлениях. Большой размер ядра жесткости должен быть параллелен меньшему размеру здания и его части, находящейся между температурными швами.

Монолитные рамные конструкции, как правило, обеспечивают повышенную огнестойкость в случае пожара, но могут быть местные повреждения конструкции даже за пределами очага пожара.

В сборных рамных конструкциях, имеющих шарнирные соединения между отдельными элементами, эффекта монолитности в случае пожара не наблюдается, и поэтому наиболее вероятны разрушения конструкций в местах очага пожара.

Рекомендации по определению предела огнестойкости железобетонных элементов

В результате анализа испытаний на огнестойкость большого количества железобетонных элементов, проведенных в разных странах, комиссия по огнестойкости предварительно напряженных конструкций международной федерации по предварительно напряженному железобетону (ФИП) совместно с комиссией 14 Международного Совета по строительству (ММС) разработали "Рекомендации по проектированию железобетонных элементов конструкций с ненапрягаемой и с предварительно напряженной арматурой с требуемым пределом огнестойкости".

В работе комиссии ФИП принимал участие автор этой книги. Международные рекомендации послужили основой для составления "Руководства по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов" [26]. В рекомендациях даны предложения по установлению размеров элементов и толщины защитного слоя в зависимости от бетона, класса арматуры, вида воздействия нагрузки и других факторов для обеспечения пределов огнестойкости. Согласно Международному соглашению устанавливаются пределы огнестойкости конструкций в 30, 60, 90, 120, 180 и 240 мин. Эти рекомендации предназначены в основном для проектировщиков, которые занимаются проектированием зданий и сооружений из железобетона.

Конструкция из железобетона помимо прочности, жесткости и трещиностойкости должна обладать еще и требуемым пределом огнестойкости. Проектировщик, предлагая новую конструкцию плит, балок, колонн, стен, перекрытий или покрытий, по этим рекомендациям может определить, какой предел огнестойкости имеет эта конструкция в зависимости от вида бетона и класса арматуры, толщины защитного слоя бетона, ширины и высоты элемента. Если окажется, что предлагаемая конструкция имеет малый предел огнестойкости, не соответствующий требованиям главы СНиП II-2-80 "Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений", то в рекомендациях даны предложения, как конструктивно можно увеличить предел огнестойкости железобетонной конструкции.

Пользуясь рекомендациями, проектировщик может установить соответствующий предел огнестойкости конструкции. Следовательно, во время пожара преждевременного разрушения конструкции не настанет, но это не означает, что пожар не причинит ущерба. Если инженер понимает основные принципы поведения конструкции при пожаре, знает причины возникновения больших деформаций и усилий от воздействия высокой температуры, он сможет обеспечить оптимальную работу конструкции при пожаре.

1. Основными параметрами, которые оказывают влияние на предел огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций являются: вид бетона, вяжущего и заполнителя; класс арматуры; тип конструкции; форма поперечного

сечения; размеры элементов; условия их нагрева; величина нагрузки и влажность бетона.

2. Увеличение температуры в бетоне сечения элемента во время пожара зависит от вида бетона, вяжущего и заполнителей, от отношения поверхности, на которую действует пламя, к площади поперечного сечения. Тяжелые бетоны с силикатным заполнителем прогреваются быстрее, чем с карбонатными заполнителями. Легкие бетоны тем медленнее прогреваются, чем меньше их плотность. Полимерная связка, как и карбонатный заполнитель, уменьшает скорость прогрева бетона вследствие происходящих в них реакций разложения, на которые расходуется тепло.

Массивные элементы конструкции лучше сопротивляются воздействию огня: предел огнестойкости колонн, нагреваемых с четырех сторон, меньше предела огнестойкости колонн при одностороннем нагреве; предел огнестойкости балок при воздействии на них огня с трех сторон меньше предела огнестойкости балок, нагреваемых с одной стороны.

3. Минимальные размеры элементов и расстояния от оси арматуры до поверхностей элемента принимаются по таблицам этого приложения, но не менее требуемых СНиП 2.03.01—84 "Бетонные и железобетонные конструкции".

4. Расстояние от поверхности до оси арматуры и минимальные размеры элементов для обеспечений требуемого предела огнестойкости конструкций зависят от вида бетона. Легкие бетоны имеют теплопроводность на 10—12 и бетоны с крупным карбонатным заполнителем на 5—10% меньше, чем тяжелые бетоны с силикатным заполнителем. В связи с этим расстояние до оси арматуры для конструкций из легкого бетона или из тяжелого бетона с карбонатным заполнителем может быть принято меньше, чем для конструкций из тяжелого бетона с силикатным заполнителем при одинаковом пределе огнестойкости, выполненных из этих бетонов конструкций.

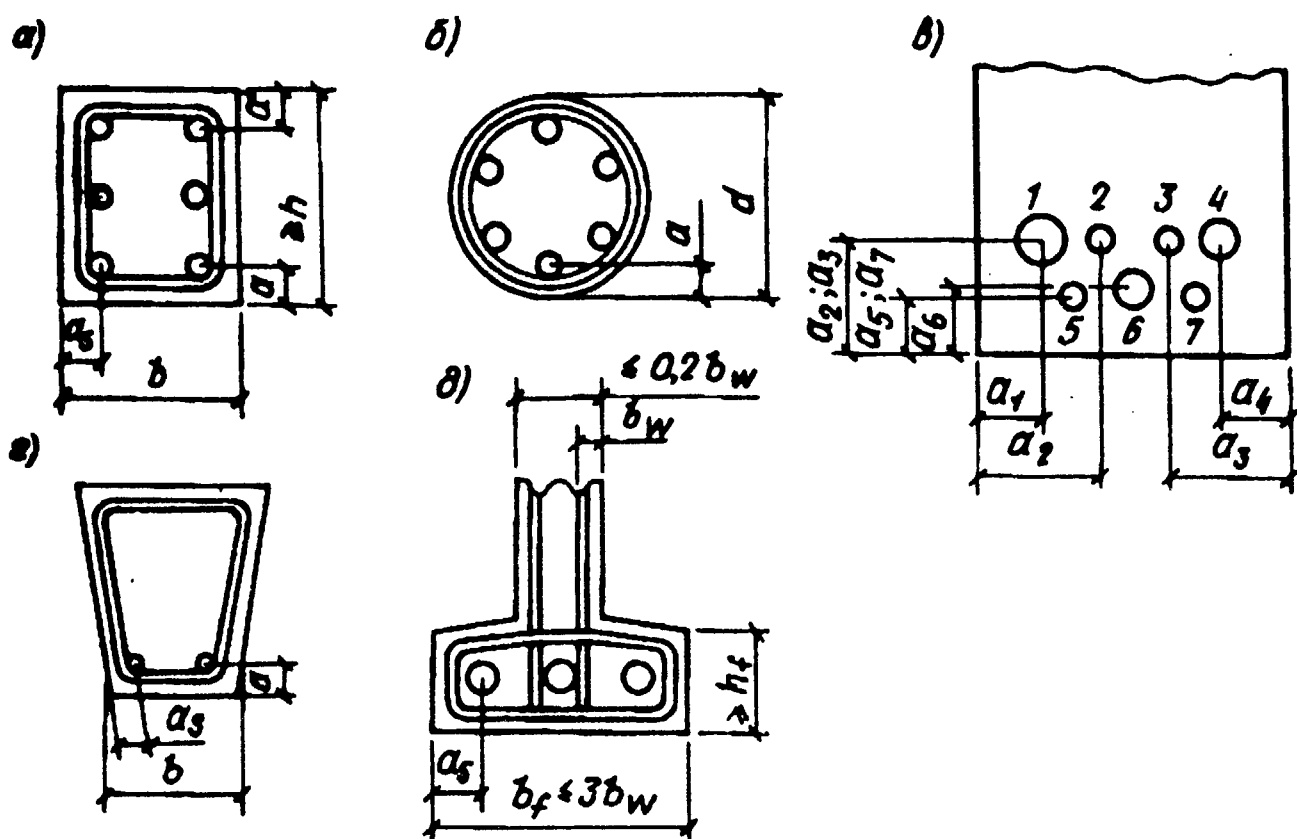
Значения пределов огнестойкости относятся к бетону с крупным заполнителем из силикатных пород, а также к плотному силикатному бетону. При применении заполнителя из карбонатных пород минимальные размеры как поперечного сечения, так и расстояния от осей арматуры до поверхности элемента могут быть уменьшены на 10%. Для легких бетонов эти уменьшения могут быть на 20% при плотности бетона $1,2 \text{ т/м}^3$ (Д1200).

5. Во время пожара защитный слой бетона предохраняет арматуру от быстрого нагрева и достижения ей критической температуры, при которой наступает предел огнестойкости конструкции.

Если принятое в проекте расстояние до оси арматуры меньше требуемого для обеспечения необходимого предела огнестойкости конструкций, следует его увеличить или применить дополнительные теплоизоляционные покрытия по подвергаемым огню поверхностям элемента¹. При этом 15 мм толщины теплоизоляционного покрытия из известково-цементной штукатурки, 10 мм гипсовой штукатурки и 5 мм вермикулитовой штукатурки или теплоизоляции

¹

Дополнительные теплоизоляционные покрытия могут выполняться в соответствии с рекомендациями по огнезащите металлических конструкций.



Схемы армирования железобетонных элементов

a — прямоугольная балка; *б* — круглая колонна; *в* — балка с арматурой разного диаметра; *г* — трапецевидная балка;
д — тавровая балка

из минерального волокна эквивалентны увеличению на 10 мм толщины слоя тяжелого бетона. Если толщина защитного слоя бетона больше 40 мм для тяжелого бетона и 60 мм для легкого бетона, защитный слой бетона должен иметь дополнительное армирование со стороны огневого воздействия в виде сетки арматуры диаметром 2,5—3 мм с ячейками размером 150х150 мм.

Защитные теплоизоляционные покрытия толщиной более 40 мм также должны иметь дополнительное армирование. Далее в таблицах будут приведены расстояния от обогреваемой поверхности до оси арматуры (см. рисунок).

6. В случаях расположения арматуры в разных уровнях среднее расстояние до оси арматуры должно быть определено с учетом площадей арматуры ($A_1, A_2, \dots, A_n$) и соответствующих им расстояний до осей ($a_1, a_2, \dots, a_n$), измеренных от ближайшей из обогреваемых (нижней или боковой) поверхностей элемента, по формуле

$$a = (A_1 a_1 + A_2 a_2 + \dots + A_n a_n) / (A_1 + A_2 + \dots + A_n).$$

Поскольку в углах прямоугольных железобетонных элементов наблюдается более высокая температура при пожаре, то желательно размещать арматуру по возможности дальше от углов. Если применяется арматура разного диаметра, то арматуру с большим диаметром следует располагать дальше от углов сечения.

7. Все стали снижают сопротивление растяжению или сжатию при нагреве. Степень уменьшения сопротивления больше для упрочненной высокопроч-

ной арматурной проволочной стали, чем для стержневой арматуры из малоуглеродистой стали.

Предел огнестойкости изгибаемых и внецентренно сжатых с большим эксцентриситетом элементов по потере несущей способности зависит от критической температуры нагрева арматуры. Критической температурой нагрева арматуры является температура, при которой сопротивление растяжению (или сжатию) уменьшается до значения напряжения, возникающего в арматуре от нормативной нагрузки.

8. Таблицы приложения составлены для железобетонных элементов с не-напрягаемой и предварительно напряженной арматурой в предположении, что критическая температура нагрева арматуры равна 500°C . Это соответствует арматурным сталям классов А-I, А-II, А-IV, А-V, Ат-V.

Критические температуры для других классов арматуры следует учитывать, деля приведенные в табл. 5—8 расстояния до оси арматуры на коэффициент, который следует принимать:

для перекрытий и покрытий из сборных железобетонных плоских плит сплошных и многопустотных, армированных сталью классов: А-III, равным 1,2; Ат-VI, Ат-VII, В-I, Вр-I, равным 0,9; В-II, Вр-II, К-7, равным 0,8;

для перекрытий и покрытий из сборных железобетонных плит с продольными несущими ребрами "вниз" и коробчатого сечения, а также балок, ригелей и прогонов, армированных сталью классов: А-III, равным 1,1; Ат-VI, Ат-VII, В-I и Вр-I, равным 0,95; Вр-II и К-7, равным 0,9.

9. Для конструкций из любого вида бетона должны быть соблюдены минимальные требования, предъявляемые к конструкциям из тяжелого бетона с пределами огнестойкости 0,25 или 0,5 ч.

10. Пределы огнестойкости несущих конструкций в табл. 2, 4—8 и в тексте приведены для полных нормативных нагрузок с соотношением длительно действующей части нагрузки G_n к полной нагрузке V_n , равной 1. Если это отношение равно 0,3, то предел огнестойкости увеличивается в 2 раза. Для промежуточных значений G_n/V_n предел огнестойкости принимается по линейной интерполяции.

11. Предел огнестойкости железобетонных конструкций зависит от их статической схемы работы. Предел огнестойкости статически неопределимых конструкций больше, чем предел огнестойкости статически определимых, если в местах действия отрицательных моментов имеется необходимая арматура. Увеличение предела огнестойкости статически неопределимых изгибаемых железобетонных элементов зависит от соотношения площадей сечения арматуры над опорой и в пролете согласно табл. 1.

Влияние статической неопределимости конструкций на предел огнестойкости учитывается при соблюдении следующих требований:

не менее 20% требуемой на опоре верхней арматуры должно проходить над серединой пролета;

верхняя арматура над крайними опорами неразрезной системы должна заводиться на расстояние не менее $0,4l$ в сторону пролета от опоры и затем постепенно обрываться (l — длина пролета);

вся верхняя арматура над промежуточными опорами должна продолжаться к пролету не менее чем на $0,15l$ и затем постепенно обрываться.

Таблица 1

Отношение площади арматуры над опорой к площади арматуры в пролете	Увеличение, %, предела огнестойкости изгибаемого статически неопределимого элемента по сравнению с пределом огнестойкости статически определимого элемента
0,25	10
0,5	25
1	50
2	150

Примечание. Для промежуточных отношений площадей увеличение предела огнестойкости принимается по интерполяции.

Изгибаемые элементы, заделанные на опорах, могут рассматриваться как неразрезные системы.

12. В табл. 2 приведены требования к железобетонным колоннам из тяжелого и из легкого бетонов. Они включают требования по размерам колонн, подвергаемых воздействию огня со всех сторон, а также находящихся в стенах и нагреваемых с одной стороны. При этом размер *b* относится только к колоннам, нагреваемая поверхность которых находится на одном уровне со стеной или для части колонны, выступающей из стены и несущей нагрузку.

Таблица 2

Вид бетона	Воздействие огня	Ширина колонны, мм, (перед чертой) и расстояние до оси арматуры <i>a</i> , мм (за чертой) с пределами огнестойкости, мин					
		30	60	90	120	180	240
Тяжелый	Со всех сторон	150/18	200/30	240/45	300/55	400/60	450/65
	С одной стороны	100/10	120/25	140/35	160/40	200/40	240/40
Легкий Д1200	Со всех сторон	150/12	160/30	190/45	240/55	320/60	360/65
	С одной стороны	100/10	100/25	115/35	130/40	160/40	190/40

Предполагается, что в стене отсутствуют отверстия вблизи колонны в направлении минимального размера *b*. Для колонн сплошного круглого сечения в качестве размера следует принимать их диаметр.

Колонны, принимаемые согласно рекомендациям табл. 2, должны иметь гибкость $l_0/b \leq 25$, внецентренно приложенную нагрузку или нагрузку со случайным эксцентриситетом, процент армирования не более 3% поперечного сечения бетона и заделку на опорах.

Предел огнестойкости железобетонных колонн с дополнительным армированием в виде сварных поперечных сеток, установленных с шагом не более 250 мм при сечении колонн размером 30х30 см, равен 3 ч и 40х40 см — 4,5 ч.

13. Предел огнестойкости ненесущих бетонных и железобетонных перегородок и минимальная их толщина *h* приведены в табл. 3. Минимальная толщина перегородок гарантирует, что температура на необогреваемой поверхности бетонного элемента в среднем повысится более чем на 160°С и не превысит 220°С при стандартном испытании на огнестойкость. При определении *h* допускается учитывать дополнительные защитные покрытия и штукатурки согласно указаниям п. 4 и 5.

Таблица 3

Вид бетона	Минимальная толщина перегородки <i>h</i> , мм, с пределами огнестойкости, мин					
	30	60	90	120	180	240
Тяжелый	60	80	100	120	150	175
Легкий Д1200	60	65	80	95	120	140

14. Для несущих сплошных стен предел огнестойкости, толщина стены *h* и расстояние до оси арматуры *a* приведены в табл. 4. Эти данные применимы к железобетонным центрально- и внецентренно сжатым стенам при условии расположения суммарной силы в средней трети ширины поперечного сечения стены. При этом отношение высоты стены к ее толщине не должно превышать 20.

Таблица 4

Вид бетона	Толщина железобетонной стены <i>h</i> , мм (перед чертой) и расстояние до оси арматуры <i>a</i> , мм (за чертой при пределе огнестойкости, мин)					
	30	60	90	120	180	240
Тяжелый	120/12	140/25	170/35	220/45	300/65	400/85
Легкий Д1200	120/10	130/20	150/28	190/36	260/52	300/68

Примечание. $\sigma_b \leq 0,3R_b$.

Таблица 5

Предел огнестойкости, мин	Минимальные ширина железобетонной балки из тяжелого бетона <i>b</i> (перед чертой) и расстояние до оси арматуры <i>a</i> , мм (за чертой)				Минимальная ширина ребра <i>b_w</i> , мм
30	80/25	120/15	160/10	200/10	80
60	120/40	160/35	200/30	300/25	100
90	150/55	200/45	380/40	400/35	100
120	200/65	240/55	300/50	500/45	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140
240	280/90	350/80	500/75	700/70	160

Примечание. $a_s = a + 10$.

Огнестойкость ребристых стеновых плит должна приниматься по средней толщине, включая бетон в ребрах. При этом ребра должны быть связаны с плитой хомутами. Минимальные размеры ребер и расстояния до осей арматуры в ребрах должны удовлетворять требованиям, предъявляемым к балкам и приведенным в табл. 5 и 6.

Наружные стены из двухслойных панелей, состоящих из ограждающего слоя толщиной не менее 24 см из крупнопористого керамзитобетона классов

Таблица 6

Предел огнестойкости, мин	Минимальные ширина железобетонной балки из легкого бетона <i>b</i> (перед чертой) и расстояние до оси арматуры <i>a</i> , мм (за чертой)				Минимальная ширина ребра <i>b_w</i> , мм
30	80/25	120/15	160/10	200/10	80
60	100/40	160/30	200/25	300/20	80
90	120/55	200/40	280/35	400/30	80
120	160/65	240/50	300/40	500/35	100
180	190/80	300/65	400/55	600/50	115
240	225/90	350/75	500/65	700/55	130

Примечание. $a_s = a + 10$.

В2—В2,5 (Д 600—900) и несущего слоя толщиной не менее 10 см с напряжениями сжатия в нем не более 5 МПа, имеют предел огнестойкости 3,6 ч.

При применении в стеновых панелях или перекрытиях сгораемого утеплителя следует предусмотреть при изготовлении, установке или монтаже защиту этого утеплителя по периметру несгораемым материалом.

Стены из трехслойных панелей, состоящие из двух ребристых железобетонных плит и утеплителя из несгораемых или трудносгораемых минераловатных или фибролитовых плит при общей толщине поперечного сечения 25 см имеют предел огнестойкости не менее 3 ч.

Наружные несущие и самонесущие стены из трехслойных сплошных панелей (ГОСТ 17078—71), состоящие из наружного (толщиной не менее 50 мм) и внутреннего армированных слоев и среднего из сгораемого утеплителя (пенопласта марки ПСБ по ГОСТ 15588—70 и др.) при общей толщине поперечного сечения 15—22 см имеют предел огнестойкости не менее 1 ч и 25—27 см — не менее 2,4 ч. Для аналогичных несущих стен с соединением слоев металлическими связями при общей толщине 25 см, с внутренним несущим слоем из армированного бетона (В20) с напряжениями сжатия в нем не более 2,5 МПа и толщиной 10 см или (В30) с напряжениями сжатия в нем не более 10 МПа и толщиной 14 см предел огнестойкости равен 2,5 ч.

15. Для растянутых элементов пределы огнестойкости, ширина поперечного сечения b и расстояние до оси арматуры a приведены в табл. 7. Эти данные относятся к растянутым элементам ферм и арок с ненапрягаемой и с преднапряженной арматурой, обогреваемым со всех сторон. Полная площадь поперечного сечения бетона элемента должна быть не менее $2b^2$.

Таблица 7

Вид бетона	Минимальные ширина поперечного сечения b , мм (перед чертой) и расстояние до оси арматуры a , мм (за чертой) при пределе огнестойкости, мин					
	30	60	90	120	180	240
Тяжелый	80/35	120/50	150/65	200/75	240/90	280/10
Легкий Д1200	80/28	100/50	120/60	160/75	190/90	225/100

16. Для статически определимых свободно опертых балок, нагреваемых с трех сторон, предел огнестойкости, ширина балки b и расстояние до оси арматуры a (см.рис. 1, д) приведены для тяжелого бетона в табл. 5 и для легкого (Д1200) в табл. 6.

При нагреве с одной стороны предел огнестойкости балок принимается по табл. 8 как для плит.

Для балок с наклонными сторонами ширина b должна измеряться по центру тяжести растянутой арматуры (см.рис. 2).

При определении предела огнестойкости отверстия в полках балки могут не учитываться, если оставшаяся площадь поперечного сечения в растянутой зоне не меньше $2b^2$.

Таблица 8

Вид бетона	Вид опирания	Минимальная толщина плиты и расстояние до оси арматуры a , мм при пределе огнестойкости, мин					
		30	60	90	120	180	240
Тяжелый	Толщина плиты h , мм	60	80	100	120	150	175
	Опирание по двум сторонам	10	25	35	45	60	70
	Опирание по контуру при $l_y/l_x \leq 1,5$	10	10	15	20	30	40
	То же, $l_y/l_x \geq 2$	10	25	35	45	60	70
Легкий Д1200	Толщина плиты h , мм	60	65	80	95	120	140
	Опирание по двум сторонам	10	20	30	40	50	55
	Опирание по контуру при $l_y/l_x \leq 1,5$	10	10	10	15	25	30
	То же, $l_y/l_x \geq 2$	10	20	30	40	50	55

Для предотвращения откалывания бетона в ребрах балок расстояние между хомутом и поверхностью не должно быть более 0,2 ширины ребра.

Минимальное расстояние a от поверхности элемента до оси любого стержня арматуры должно быть не менее требуемого по табл. 5.

При пределе огнестойкости 2 и более 1 ч свободно опертые двутавровые балки, имеющие расстояние между центрами тяжести полков более 120 см, должны иметь концевые утолщения, равные ширине балки.

Для двутавровых балок, у которых отношение ширины полки к ширине стенки (см. рис.) b_f/b_w больше 2, необходимо в ребре устанавливать поперечную арматуру. Если отношение b_f/b_w больше 1,4, то расстояние до оси арматуры должно быть увеличено до $a \geq 0,85\sqrt{b_f/b_w}$. Если b_f/b_w превышает 3, то в этом случае пользоваться табл. 5 и 6 нельзя.

Если бетон стенки тавровой или двутавровой балки сжат от нагрузки или предварительного напряжения и она может подвергаться воздействию огня, то во избежание взрывообразного разрушения бетона напряжение сжатия в бетоне стенки не должно превышать 2 МПа при $b_w = 70$ мм; 4 МПа при $b_w = 90$ мм; 10 МПа при $b_w = 100$ мм и 16 МПа при $b_w = 120$ мм.

В балках с большими перерезывающими усилиями, которые воспринимаются хомутами, установленными около наружной поверхности элемента, расстояние a в табл. 5 и 6 относится и к хомутам при условии их расположения в зонах, где расчетное значение растягивающих напряжений больше 0,1 прочности бетона на сжатие. При определении предела огнестойкости статически неопределимых балок учитываются указания п. 11.

17. Для свободно опертых плит предел огнестойкости, толщина плит h , расстояние до оси арматуры a приведены в табл. 8.

Минимальная толщина плиты h обеспечивает требование по прогреву: температура на необогреваемой, примыкающей к полу, поверхности плиты в среднем повысится более чем на 160°С и не превысит 220°С. Засыпки и пол из негорючих материалов объединяются в общую толщину плиты и повышают предел ее огнестойкости. Сгораемые изоляционные слои, уложенные на цементную подготовку, не снижают предел огнестойкости плит и могут быть разрешены к применению. Дополнительные слои штукатурки могут быть отнесены к толщине плиты.

Эффективная толщина многпустотной плиты для оценки предела огнестойкости определяется делением площади поперечного сечения плиты за вычетом площадей пустот на ее ширину.

При вычислении предела огнестойкости статически неопределимых плит учитывается п. 11. При этом толщина плит и расстояние до оси арматуры должны соответствовать данным, приведенным в табл. 8.

Пределы огнестойкости многпустотных, в том числе с пустотами, расположенными поперек пролета, и ребристых с ребрами вверх панелей и настилов следует принимать по табл. 8, умножая их на коэффициент 0,9. Пределы огнестойкости по прогреву двухслойных плит из легкого и тяжелого бетонов и необходимая толщина слоев приведены в табл. 9. В случае расположения всей арматуры в одном уровне расстояние до оси арматуры от боковой поверхности плит должно быть не менее толщины слоя, приведенного в табл. 6 и 7.

18. При пожаре и огневых испытаниях конструкций могут наблюдаться отколы бетона в случае его высокой влажности, которая, как правило, бывает в конструкциях непосредственно после их изготовления или эксплуатации в помещении с высокой относительной влажностью воздуха. В этом случае следует произвести расчет по "Рекомендациям по защите бетонных и железобе

Таблица 9

Расположе ние бетона со с т о р о н ы огневого воз- действия	Минимальная толщина слоя легкого h_1 (перед чертой) и тя- желого бетона h_2 (за чертой), мм, при пределе огнестой- кости, мин					
	30	60	90	120	180	240
Тяжелый	20/25	25/35	35/45	40/55	60/55	80/60
Легкий Д1200	25/20	40/20	50/30	60/30	80/30	100/30

тонных конструкций от хрупкого разрушения при пожаре" (Стройиздат, 1979). При необходимости используют указанные в прил. 3 рекомендации, защитные мероприятия или выполняют контрольные испытания.

19. При контрольных испытаниях следует определять огнестойкость железобетонных конструкций при влажности бетона, соответствующей его влажности в условиях эксплуатации. Если влажность бетона в условиях эксплуатации неизвестна, то испытание железобетонной конструкции рекомендуется проводить после ее хранения в помещении с относительной влажностью воздуха $60 \pm 15\%$ и температуре $20 \pm 10^\circ\text{C}$ в течение 1 г. Для обеспечения эксплуатационной влажности бетона до испытания конструкций допускается их сушка при температуре воздуха, не превышающей 60°C .

Приложение 2.

Экспертная оценка состояния железобетонных конструкций после пожара

Общие положения

1. Метод экспертной оценки состояния железобетонных конструкций устанавливает правила проведения технического обследования и поверочных расчетов.

2. Оценка состояния железобетонных конструкций производится в целях установления степени их повреждения:

1-я — слабая. Конструкция находится в нормальном состоянии. Усилия в элементах и сечениях не превышают допустимых по расчету. Дефекты и повреждения не препятствуют дальнейшей эксплуатации конструкции.

2-я средняя. Конструкция находится в удовлетворительном состоянии. Усилия в элементах и сечениях превышают допустимые по расчету не более 10—15%. Дефекты и повреждения могут снизить долговечность конструкции. Необходимы мероприятия по их защите или усиление конструкции.

3-я сильная. Конструкция не пригодна к нормальной эксплуатации. Дефекты и повреждения снижают ее несущую способность. Необходимо усиление конструкции, если анализом повреждений и поверочными расчетами можно гарантировать сохранность конструкции на период ее усиления с частичной разгрузкой, установкой дополнительных опор и других мер безопасности.

4-я полная. Конструкция находится в аварийном состоянии. Анализ дефектов и повреждений, а также поверочные расчеты не гарантируют сохранность конструкции на период ее усиления, особенно если возможно хрупкое разрушение. Восстановление такой конструкции не целесообразно.

3. Поверочные расчеты железобетонных конструкций производят на основании материалов натурного технического обследования с целью установления остаточной несущей способности существующих конструкций и их пригодности к дальнейшей нормальной эксплуатации в изменившихся условиях работы.

4. Существующие конструкции, которые отвечают требованиям поверочных расчетов, после устранения обнаруженных дефектов и повреждений допускаются для дальнейшей эксплуатации.

5. В существующих конструкциях, не отвечающих требованиям поверочных расчетов, и когда исчерпаны все возможности для их эксплуатации в новых условиях, следует предусматривать их усиление.

Оценка состояния конструкции при техническом обследовании

1. При визуальном обследовании конструкции фиксируются:
общий характер дефектов и повреждений в железобетонных элементах;
раскрытие и расположение трещин в растянутой зоне бетона;
прогиб железобетонных элементов;
наличие наклонных трещин, пересекающих нижнюю грань балки у опор;
анкеровка продольной и поперечной арматуры;
наличие трещин и отслоение бетона в сжатой зоне бетона;
наличие разрывов арматуры;
температура бетона и арматуры во время пожара в каждом элементе конструкции;

длительность пожара.

2. При инструментальном обследовании конструкции фиксируются:
геометрические размеры элементов конструкций и их сечений;
размеры и расположение дефектов и повреждений;
расположение и диаметр арматуры;
ширина раскрытия трещин.

3. Степень повреждения существующих железобетонных конструкций оценивается в основном наличием и размерами трещин как в растянутой, так и в сжатой зоне бетона; размерами повреждений бетона и арматуры и остаточной прочностью бетона и арматуры после пожара (табл. 1).

4. 1-я степень повреждений железобетонных конструкций (слабая) характеризуется:

шириной раскрытия трещин до 0,5 мм в растянутой зоне элемента;

шириной раскрытия трещин до 0,3 мм в предварительно напряженных элементах;

отколами бетона с оголением арматуры в пределах толщины защитного слоя бетона;

шелушением наружных слоев бетона, покрытых сажой и копотью;

прогиб элемента до $1/150$ пролета.

Расчетная несущая способность таких конструкций не снижена.

Раскрытие трещин до 0,3—0,4 мм указывает на нормальную работу железобетонного элемента. Развитие трещин свыше 0,4 мм свидетельствует о перегрузке конструкции, приведшей к образованию остаточных деформаций и развитию усадки бетона от нагрева во время пожара. Ремонт таких конструкций сводится к очистке поверхности бетона, заделке отколов цементным раствором, нанесению штукатурки или затирки и побелке.

Таблица 1

Повреждения и дефекты	Степень повреждения железобетонной конструкции			
	1 — слабая	2 — средняя	3 — сильная	4 — полная
Отслоение защитного слоя бетона без его обрушения	Нет	При простукивании прослушивается глухой звук	При простукивании прослушивается глухой звук	Защитный слой бетона обрушился
Отколы защитного слоя бетона с оголением арматуры	Отколы бетона местами с оголением арматуры	Отколы бетона с оголением рабочей арматуры и сеток до 10%	Отколы бетона с оголением рабочей арматуры и сеток до 50%	Отколы бетона с оголением рабочей арматуры и сеток до 90%
Раскрытие трещин в растянутой зоне бетона	До 0,5 мм До 0,3 мм в предварительно напряженных элементах	До 1 мм До 0,5 в предварительно напряженных элементах	Более 1 мм Более 0,5 мм в предварительно напряженных элементах	До 5 мм Более 1 мм в предварительно напряженных элементах
Образование поперечных и наклонных трещин	Нет	Имеются в сжатых элементах	Имеются наклонные трещины, пересекающие нижнюю грань элемента у опор	Имеются трещины, пересекающие нижнюю грань элемента и опор
Образование продольных трещин	"	Нет	Вдоль рабочей арматуры	Вдоль рабочей арматуры
Отколы бетона в растянутой зоне	"	До 30% всего сечения	Свыше 30% всего сечения; отколы бетона у опор	Свыше 50% всего сечения; отколы бетона у опор

Отколы бетона в сжатой зоне	"	Нет	Имеются в изгибаемых и сжатых элементах	Свыше 50% сечения
Разрыв растянутой арматуры	"	До 30%	От 30 до 50% рабочей арматуры	Свыше 50% и нарушение анкеровки и сцепления арматуры с бетоном, отрыв закладных деталей
Выпучивание сжатой арматуры	"	Нет	Одного стержня рабочей арматуры	Несколько стержней, отрыв опорных деталей
Прогиб железобетонного элемента	До $\frac{1}{150}$ пролета	Свыше $\frac{1}{150}$	Свыше $\frac{1}{50}$ пролета	Свыше $\frac{1}{50}$ пролета
Состояние наружной поверхности	Шелушение наружных слоев бетона, покрытых сажой и копотью местами	Поверхность большей части покрыта сажой и копотью	Поверхность полностью покрыта сажой и копотью	Нет
Изменение цвета бетона	Серый	От серого до розового, бурого	От серого до темного желтого	От серого до светлого желтого
Расчетная несущая способность	Не снижена	Снижена на 10—15%	Снижена более чем на 20%	Разрушение конструкции

5. 2-я степень повреждений железобетонных конструкций (средняя) характеризуется:

- шириной раскрытия трещин до 1 мм в растянутой зоне элемента;
- шириной раскрытия трещин до 0,5 мм в предварительно напряженных элементах;
- поперечными трещинами в сжатых элементах;
- отколами бетона до 30% всего сечения;
- разрывом до 30% рабочей арматуры;
- отколом защитного слоя бетона с обнажением рабочей арматуры и сеток до 10%;
- отслоением защитного слоя бетона без его обрушения (при простукивании прослушивается глухой звук);
- изменением серого цвета бетона до розового и буро-розового;
- поверхность бетона полностью покрыта сажой и копотью. Расчетная несущая способность таких конструкций снижена на 10—15%.

Раскрытие трещин до 1 мм свидетельствует о значительной перегрузке элемента, достижении арматурой пластических удлинений или образований сдвигов и нарушении ее сцепления с бетоном. Поперечные трещины в сжатых элементах указывают на возникновение в этих элементах растягивающих напряжений от усадки бетона от неравномерного нагрева по сечению, которые снижают несущую способность на 10—15%.

Выполняют ремонт с откалыванием отслоившегося защитного слоя бетона, исправлением повреждений арматуры, перебетонированием отколотого бетона, инъецированием трещин, увеличением сечений с усилением.

6. 3-я степень повреждений железобетонных конструкций (сильная) характеризуется:

- шириной раскрытия трещин более 1 мм в растянутой зоне элемента;
- трещинами и отслоениями бетона в сжатой зоне изгибаемого элемента и сжатых элементах;
- наклонными трещинами, пересекающими нижнюю грань элемента у опор;
- продольными трещинами и отколами бетона у опор;
- разрушением свыше 30% всего сечения элемента;
- разрывом рабочей арматуры от 30 до 50%;
- прогибами свыше $1/50$ пролета;
- отколом защитного слоя бетона с обнажением рабочей арматуры и сеток до 50%;
- выпучиванием одного стержня рабочей арматуры;
- отслоением защитного слоя бетона без его обрушения (при простукивании прослушивается глухой звук);
- изменением цвета бетона от серого до желтого. Расчетная несущая способность таких конструкций значительно снижена.

Раскрытие трещин более 1 мм в растянутой зоне, наличие наклонных трещин, пересекающих нижнюю грань балки, продольных трещин и сколов бетона у опор указывает на нарушение анкеровки продольной арматуры и на возможность ее разрыва. Образование трещин в сжатых элементах в направлениях, параллельных действию сжимающего усилия, и в сжатой зоне изгиба-

емого элемента с появлением лещадок и отколов свидетельствует о начавшемся разрушении сжатого бетона.

Продольные трещины в растянутых элементах и в растянутой зоне бетона указывают на возникновение растяжения в бетоне в поперечном направлении от усадки, обжатия преднапряженной арматурой, недостаточности поперечного армирования, коррозии продольной арматуры или ее выдергивания из бетона.

Выполняют ремонт с увеличением сечений элементов, возведением дополнительных опор, распорок, усилением арматуры, заменой отдельных элементов новыми.

7. 4-я степень повреждений железобетонных конструкций (полная) характеризуется их критическим аварийным состоянием:

- раскрытием трещин до 5 мм в растянутой зоне элемента;
- разрушением свыше 50% сечения сжатой зоны бетона;
- разрывом рабочей арматуры свыше 50%;
- прогибами свыше $1/50$ пролета;
- отколом защитного слоя бетона с обнажением до 90% арматуры;
- выпучиванием нескольких стержней рабочей арматуры;
- нарушением анкеровки и сцепления арматуры с бетоном;
- отрывом закладных и опорных деталей.

Раскрытие трещин, измеряемое миллиметрами, разрушение свыше 50% сжатого бетона и растянутой арматуры свидетельствует о разрушении конструкции. Восстанавливать такие конструкции не целесообразно.

Поверочные расчеты железобетонных конструкций

1. Поверочные расчеты железобетонных конструкций производят на основании материалов натурного технического обследования и лабораторных испытаний образцов, либо проектных данных.

2. Состояние железобетонных конструкций оценивается натурными обследованиями и лабораторными исследованиями выбуренных или выпиленных образцов бетона и арматуры. Натурными обследованиями должны быть установлены нагрузки, статическая схема конструкций, геометрические размеры, влажность бетона и среды, армирование, прочность бетона и арматуры, температура и длительность пожара, дефекты и повреждения. Дефекты и повреждения классифицируются по группам, характеризующимся явными и косвенными признаками по пригодности к нормальной эксплуатации и по усилению конструкций после их устранения.

По результатам натурных обследований конструкций и лабораторных испытаний бетона и арматуры составляют заключение о состоянии железобетонной конструкции с картами обследования, являющимися исходным материалом для поверочных расчетов и оценки технического состояния и эксплуатационной пригодности конструкции.

3. Расчетные нагрузки следует определять на основе результатов натурных обследований существующих конструкций. При установлении фактически действующих нагрузок, коэффициент надежности по нагрузке

принимают равным единице. Если установить фактически действующие нагрузки не представляется возможным, то поверочный расчет следует вести по проектным нагрузкам.

4. Расчетные характеристики бетона существующих железобетонных конструкций назначаются в зависимости от условного класса бетона по прочности на сжатие.

Значение условного класса бетона по прочности на сжатие принимается: 80% марки бетона, МПа, если используются проектные данные, и для существующих конструкций нормируемой характеристикой является марка бетона; 80% фактической прочности бетона, полученной при натурных обследованиях по результатам испытаний неразрушающими методами или лабораторным испытанием отобранных от конструкции образцов бетона, где температура бетона не превышала 50°C.

Если в конструкции, где отбирались пробы при пожаре, температура бетона превышала 50°C, то условный класс бетона по прочности на сжатие B следует определять по формуле

$$B = 0,8R/\gamma_{bt}, \quad (1)$$

где R — фактическая прочность бетона в группе конструкций или отдельных ее зонах с одной и той же температурой нагрева выше 50°C; γ_{bt} — коэффициент условий работы бетона при сжатии для кратковременного нагрева принимается по табл. 3 и формулам (6) и (7) в зависимости от температуры нагрева зоны бетона, где отбирались пробы.

5. Фактическую прочность бетона при сжатии в обследуемых конструкциях определяют:

- отрывом со скалыванием — по ГОСТ 21243—75;
- по отскоку и пластической деформации по ГОСТ 22690—71;
- эталонным молотком Кашкарова по ГОСТ 22620.2—77;
- отрывом приклеенного стального диска по ГОСТ 22690.3—73;
- скалыванием ребра конструкции по ГОСТ 22690.4—77;
- ультразвуком — по ГОСТ 17624—78.

Лабораторными исследованиями выбуренных и выпиленных образцов бетона определяют:

- прочность на сжатие и растяжение по ГОСТ 10180—89;
- призменную прочность, модуль упругости и коэффициент Пуассона — по ГОСТ 24452—80;
- деформации усадки и ползучести — по ГОСТ 24544—81;
- выносливость — по ГОСТ 24543—81.

Когда невозможно установить фактическую прочность бетона в зонах высоких температур или пожара, то по условному классу бетона по прочности на сжатие находят расчетное сопротивление бетона при нормальной температуре по СНиП 2.03.01—84.

6. Расчетные характеристики арматуры определяют в зависимости от класса арматурной стали существующих железобетонных конструкций. Если существующие конструкции запроектированы по ранее действующим нор-

мативным документам и используются проектные данные, нормативные R_{sn} и расчетные R_s сопротивления определяют по СНиП 2.03.01—84.

При этом нормативное сопротивление арматурной проволоки Вр-I принимается 390 МПа.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s следует определять по формуле

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s,$$

(2)

где γ_s — коэффициент надежности по арматуре принимают равным для расчета по предельным состояниям первой группы:

для стержневой арматуры классов:

A-I, A-II и A-III	1,15;
A-IV, A-V и A-VI	1,25;

для проволочной арматуры классов:

B-I, B-II, Вр-II, К-7, К-19	1,25;
Вр-1	1,15.

При расчете по предельным состояниям второй группы коэффициент надежности по арматуре γ_s принимается 1.

Расчетные сопротивления растяжению поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw} определяются умножением полученных расчетных сопротивлений арматуры R_s на соответствующие коэффициенты условий работы γ_{si} , приведенные в СНиП 2.03.01—84. Кроме того, в расчет необходимо вводить дополнительные коэффициенты условий работы арматуры согласно п. 2.28 СНиП 2.03.01—84. Значения расчетных сопротивлений арматуры принимаются с определением до трех значащих цифр.

7. При выполнении поверочных расчетов по данным испытаний образцов арматуры, отобранных от обследованных конструкций, нормативные сопротивления арматуры принимаются равными средним значениям предела текучести (или условного предела текучести), полученным при испытании образцов арматуры и деленным на коэффициенты:

- 1,1 — для арматуры классов A-I, A-II, A-III, A-IIIв, A-IV;
- 1,2 — для арматуры других классов. Расчетные сопротивления арматуры определяют по формуле (2).

8. В зависимости от числа отобранных для испытаний образцов и состояния арматуры при специальном обосновании могут быть использованы другие способы определения расчетных сопротивлений арматуры.

9. Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s при отсутствии проектных данных и невозможности отбора образцов, допускается назначать в зависимости от профиля арматуры:

- для гладкой арматуры $R_s = 155$ МПа;
- для арматуры периодического профиля, имеющей выступы:
 - с одинаковым заходом на обеих сторонах профиля (винт) $R_s = 245$ МПа;
 - с одной стороны правый заход, а с другой — левый (елочка) $R_s = 295$ МПа.

При этом значения расчетных сопротивлений арматуры принимаются равными R_s , а расчетных сопротивлений поперечной арматуры R_{sw} равными $0,8R_s$.

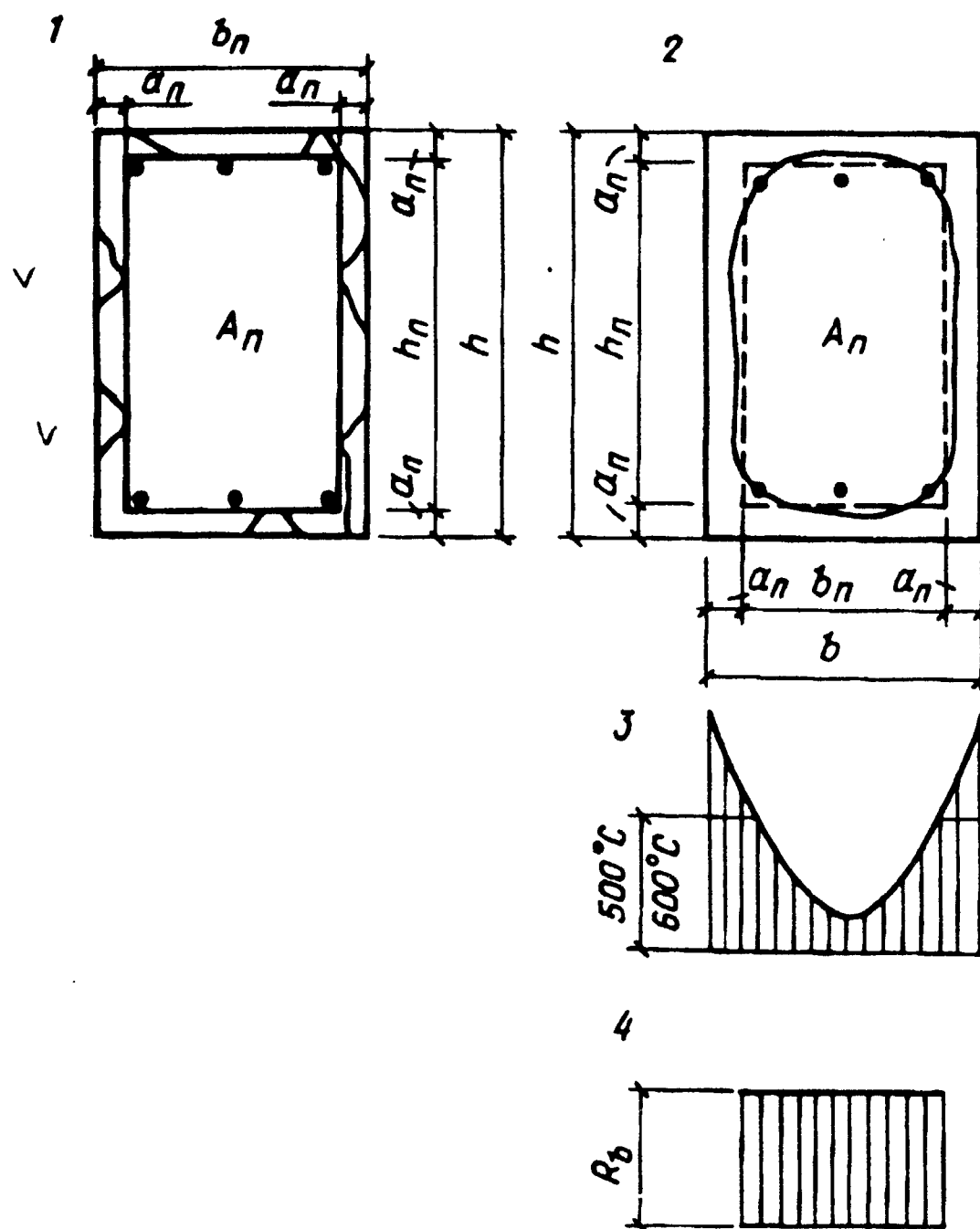


Рис. 1. Приведенные ширина b_n , высота h_n и площадь A_n — бетона сжатого элемента

1 — поперечное сечение с дефектами и повреждениями; 2 — поперечное сечение после пожара; 3 — температура бетона во время пожара; 4 — расчетное сопротивление бетона сжатию

10. Поверочные расчеты железобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84 и настоящих рекомендаций.

11. Расчет по предельным состояниям второй группы не производится, если перемещения и ширина раскрытия трещин в существующих конструкциях меньше предельно допустимых, а усилия в сечениях элементов от новых нагрузок не превышают значений усилий от фактически действующих нагрузок.

12. При расчете должны быть проверены сечения конструкций, имеющие дефекты и повреждения, а также сечения, в которых при натурных обследованиях выявлены зоны бетона, прочность которых меньше средней на 20% и более, и сечения, где была наибольшая температура при пожаре.

Учет дефектов и повреждений производится уменьшением вводимой в расчет площади сечения бетона или арматуры. Необходимо также учитывать

Таблица 2

Дли- тельность факти- ческого пожара $u_{\text{ф}}$, мин	6	20	30	60	90	120	180	240	360	480
Темпе- ратура $t_{\text{ст}}$, °С, при стандарт- ном пожа- ре	576	720	820	925	990	1050	1090	1130	1180	1240

влияние дефекта или повреждения, а также и температуры на прочностные и деформативные характеристики бетона, на эксцентриситет продольной силы, на сцепление арматуры с бетоном и т.п.

13. Расчет остаточной несущей способности элемента производят по его приведенным размерам.

Приведенные ширина элемента b_n и его высота h_n устанавливаются с вычетом повреждений и дефектов согласно рис. 1, а в зависимости от длительности фактического пожара $u_{\text{ф}}$ и его максимальной температуры $t_{\text{ф}}$. Значения $t_{\text{ф}}$ находят по [26].

Для длительности фактического пожара $u_{\text{ф}}$ по табл. 2 находят температуру стандартного пожара.

Зная разность температур $\Delta t = t_{\text{ф}} - t_{\text{ст}}$ и длительность фактического пожара, по рис. 2 находят эквивалентную длительность стандартного пожара $u_{\text{ст}}$. Установив длительность стандартного пожара по табл. 3 для колонн и балок и по табл. 4 для плит, устанавливают глубину a_n прогрева бетона до критической температуры 500°С для тяжелого бетона на гранитном щебне и 600°С на известняковом щебне, которые были в бетоне сечения во время пожара. Бетон, нагретый выше 500 или 600°С, считается поврежденным и в работе не принимает участия (рис. 2).

Для сжатых элементов:

$$b_n = b - 2a_n; \quad (3)$$

$$h_n = h - 2a_n; \quad (4)$$

$$A_n = (b - 2a_n)(h - 2a_n)0,9; \quad (5)$$

Для плит значения a_n принимают в зависимости от длительности стандартного пожара по табл. 4.

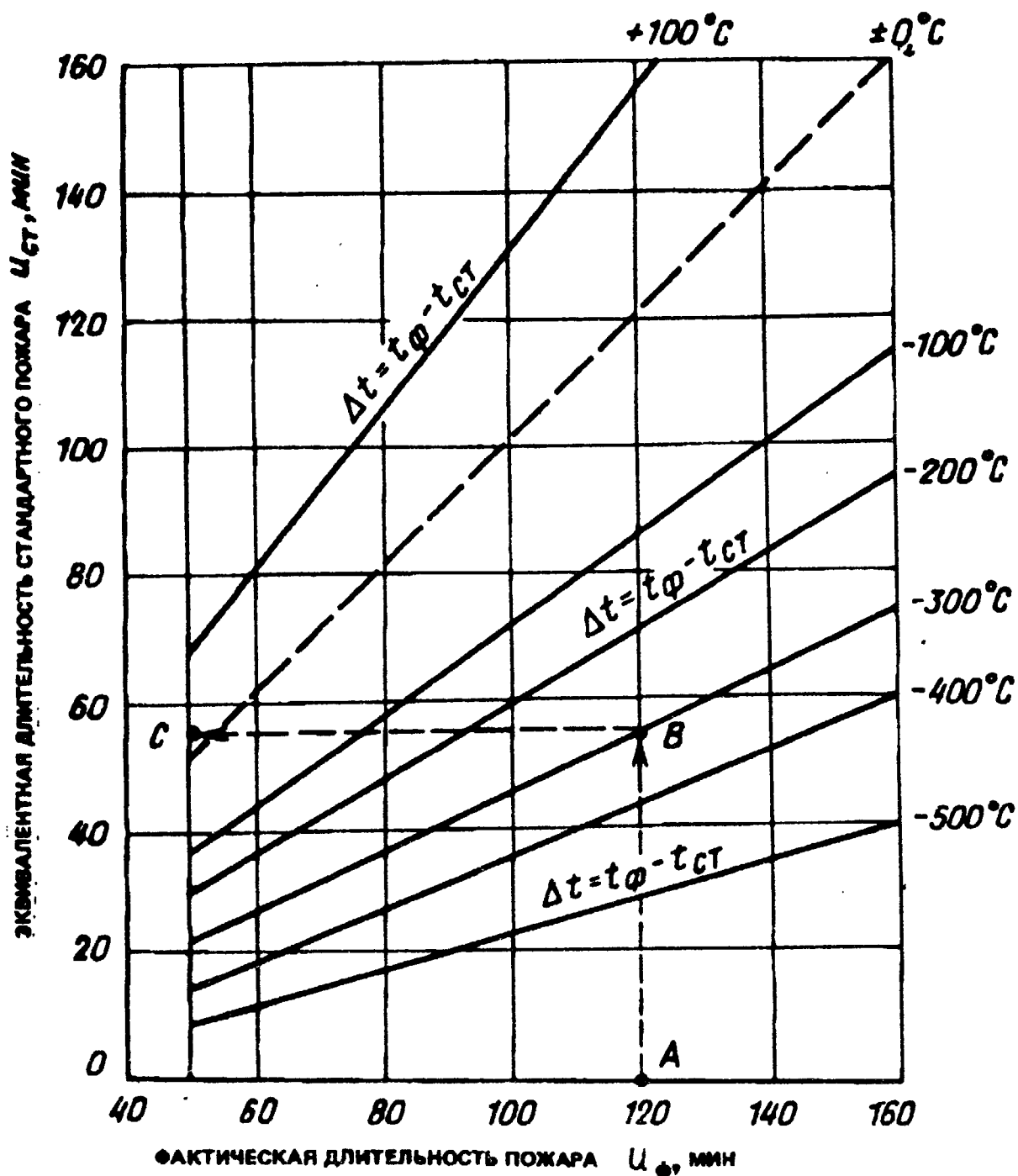


Рис. 2. Приведение фактической длительности пожара к эквивалентной стандартного пожара

14. Расчет остаточной несущей способности прямоугольных сечений сжатых железобетонных элементов производят (рис. 3):

при расчетной длине элемента $l_0 < 20h$ ($\lambda = 70$) и эксцентриситете $e_0 < e_a$

$$N \leq \alpha \gamma \varphi [R_b A_n + (\gamma_{st} R_{sc} - \sigma_{s, csc}) A'_s]; \quad (6)$$

при $e_0 > e_a$ и $\xi = x/h_0 \xi_R$

$$Ne \leq R_b b_n x (h_0 - 0,5x) + (\gamma_{st} R_{sc} - \sigma_{s, csc}) A'_s (h_0 - a'_n); \quad (7)$$

при этом высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = \frac{N + \gamma_{st} R_s A_s - (\gamma_{st} R_{sc} - \sigma_{s, csc}) A'_s}{R_b b_n}; \quad (8)$$

при $e_0 > e_a$ и $\xi = x/h_0 \xi_R$

Таблица 3

Длительность стандартного пожара, мин	Для балок и колонн .. параметр a_n , мм
20	4
30	11
60	22
90	36
120	52
180	68
240	90

Ne — определяется по формуле (7), при этом высота сжатой зоны вычисляется по формуле

$$x = \frac{N + \sigma_s A_s - (\gamma_{st} R_{sc} - \sigma_{s, csc}) A'_s}{R_b b_n}, \tag{9}$$

в которой

$$\sigma_s = (2 - \frac{1 - (x/h_0)}{1 - \xi_R}) \gamma_{st} R_s. \tag{10}$$

Значения коэффициента γ_{st} принимают по табл. 7, приведенной в гл. 3.

Влияние прогиба на несущую способность учитывается эксцентриситетом e_0 , который равен:

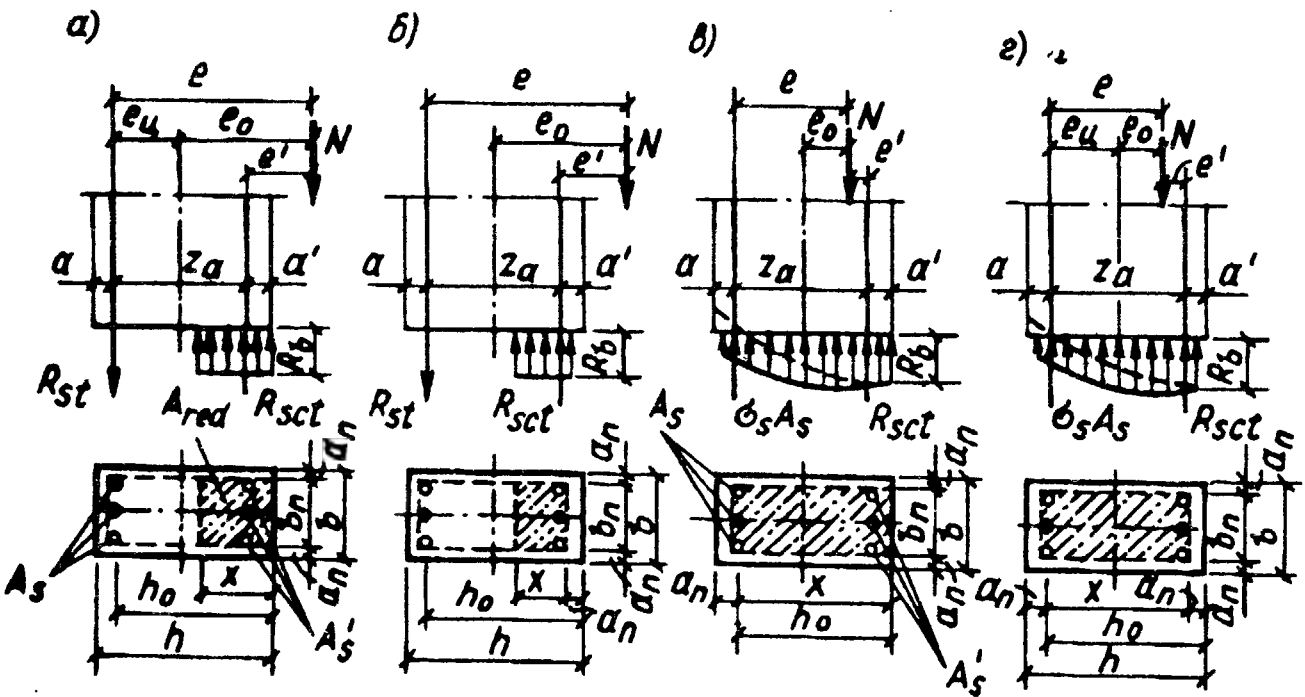


Рис. 3. Усилия и эпюры напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента при расчете остаточной прочности

$a, б$ — при трех- и четырехстороннем воздействии огня для первого случая сжатия; $в, г$ — то же, для второго случая сжатия

$$e_0 = e_{01} + e_a + f_t, \quad (11)$$

где $e_{01} = M/N$; e_a — случайный начальный эксцентриситет; f_t — выгиб от воздействия огня при пожаре учитывается только при поверочных расчетах после пожара. Если температурный выгиб уменьшает расчетный эксцентриситет от продольной силы e_{01} , то он не учитывается.

15. Напряжения в сжатой арматуре от усадки и ползучести бетона после пожара

$$\sigma_{s, csc} = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_c) E_s \beta_s \leq R_{sc} \gamma_{st}. \quad (12)$$

Если напряжения в арматуре от развития деформаций усадки и ползучести бетона будут превышать расчетное сопротивление арматуры сжатию $R_{sc} \gamma_{st}$, то превышение этих напряжений

$$\Delta \sigma_{s, csc} \leq R_{sc} \gamma_s - \sigma_{s, csc} \quad (13)$$

при совместном деформировании с бетоном ε_{cs} передается на бетон. Напряжения сжатия бетона возрастут на

$$\sigma_{b, csc} = \frac{\Delta \sigma_{s, csc} E_b}{E_s \beta_s}. \quad (14)$$

В этом случае вместо R_b в формулы (6) — (9) вводится разность (R_b — $\sigma_{b, csc}$).

деформации усадки бетона после воздействия огня

$$\varepsilon_{cs} = \alpha_{cst} b. \quad (15)$$

Деформации кратковременной ползучести бетона после воздействия огня

$$\varepsilon_c = [C(t, \tau)] (N/A). \quad (16)$$

Таблица 4

Длительность стандартного пожара $t_{ст}$, мин	Параметр a_n , мм, для плит
20	3
30	10
60	18
90	28
120	40
180	52
240	60

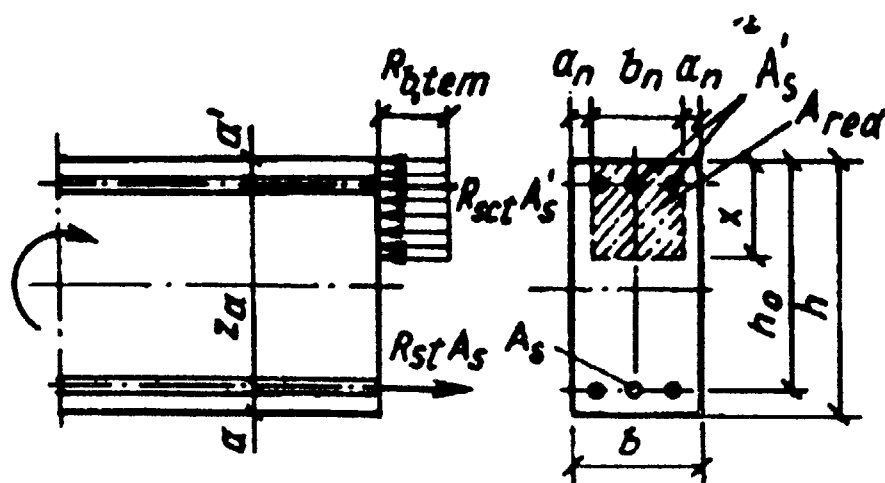


Рис. 4. Усилия и эпюры напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента при расчете остаточной прочности при трехстороннем воздействии огня

Удельную меру кратковременной ползучести бетона для практических расчетов принимают для длительности стандартного пожара следующей (табл. 5).

16. Расчет прямоугольных сечений изгибаемых железобетонных элементов производят (рис. 4):

при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$

$$M \leq R_b b_n x (h_0 - 0,5x) + (\gamma_{st} R_{sc} - \sigma_{s, csc}) A_s' (h_0 - a'); \quad (17)$$

при этом высота сжатой зоны x определяется из формулы

$$\bar{X} = [\gamma_{st} R_s - \gamma_{st} (R_{sc} - \sigma_{s, csc}) A_s'] / R_b b_n; \quad (18)$$

при $\xi = x/h_0 > \xi_R$ прочность сечения с двойной арматурой проверяют из условия

$$M \leq \alpha_R R_b b_n h_0^2 + (\gamma_{st} R_{sc} - \sigma_{s, csc}) A_s' (h_0 - a'); \quad (19)$$

при $x < 2a'$

$$M \leq \gamma_{st} R_s A_s (h_0 - a'). \quad (20)$$

Таблица 5

Длительность стандартного пожара $t_{ст}$, мин	Удельная мера кратковременной ползучести $C(t,) 10^{-6}$
20	1,7
30	2,5
60	4
90	5,4
120	6,7
180	7,8

Коэффициент условия работы γ_{st} принимают по табл. 7 гл. 3, и напряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона $\sigma_{s, csc}$ вычисляют по формуле (12).

17. Расчет прочности по поперечной силе наклонных сечений, начинающихся у опоры или у начала отгиба, производят из условия

$$Q \leq Q_{sw, b} + R_{sw} \gamma_{st} A_{s, ins} \sin \alpha, \tag{21}$$

$$\text{где } Q_{sw, b} = 2 \sqrt{\varphi_2 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_b \gamma_{n b n} h^2 q_{sw}}; \tag{22}$$

$$q_{sw} = (R_{sw} \gamma_{st} A_{sw}) / s. \tag{23}$$

Коэффициенты γ_{st} и $\gamma_{n b n}$ после пожара принимают по табл. 7 гл. 3 и табл. 3 гл. 2 в зависимости от температуры при кратковременном нагреве.

18. Остаточную несущую способность железобетонных конструкций после пожара оценивают коэффициентом $\gamma_{ост}$, который:
для сжатых элементов

$$\gamma_{ост} = N_p / N \leq \gamma_q; \tag{24}$$

для изгибаемых элементов по нормальным сечениям

$$\gamma_{ост} = M_p / M \leq \gamma_q; \tag{25}$$

и по наклонным сечениям

$$\gamma_{ост} = Q_p / Q \leq \gamma_q, \tag{26}$$

где N_p, M_p, Q_p — разрушающие усилия в железобетонном элементе после пожара; N, M, Q — разрушающие усилия в железобетонном элементе до пожара; γ_q — коэффициент, учитывающий допустимое снижение несущей способности железобетонного элемента, который принимается по табл. 6.

Таблица 6

Группа капитальности здания	Коэффициент γ_q , учитывающий допустимое снижение несущей способности после пожара				
	несущих стен	колонн и столбов	междуэтажных и чердачных перекрытий	бесчердачных покрытий	противопожарных стен
I	0,9	0,95	0,85	0,8	0,95
II	0,8	0,85	0,75	0,7	0,9
III	0,7	0,75	0,6	—	0,85

Восстановление эксплуатационных качеств железобетонных конструкций может быть: при $\gamma_q \geq 0,85$ — ремонтом; при $0,6 \leq \gamma_q < 0,85$ — усилением; при $\gamma_q < 0,6$ — заменой на новую конструкцию.

Приложение 3.

Оценка возможности хрупкого разрушения бетона в железобетонных конструкциях при пожаре

Хрупкое разрушение бетона при пожаре наиболее опасно для несущих железобетонных конструкций. Хрупкое разрушение бетона может происходить во время всего пожара до полного разрушения конструкции. В этом случае предел огнестойкости железобетонной конструкции может быть значительно меньше требуемого из-за уменьшения размера поперечного сечения.

В железобетонных перекрытиях уменьшение толщины защитного слоя бетона приводит к более быстрому нагреву арматуры до критической температуры и снижению предела огнестойкости конструкции. В железобетонных стенах уменьшение толщины ограждающей конструкции приводит к увеличению температуры на ненагреваемой грани до критической и снижению огнестойкости. В железобетонных колоннах уменьшение поперечного сечения приводит к увеличению напряжений в бетоне оставшейся части сечения и появлению дополнительных усилий от внецентренного сжатия при нагреве.

Причиной хрупкого разрушения бетона при пожаре является образование при нагреве трещин или переход уже существующих трещин в структуре бетона из равновесного состояния в неравновесное и спонтанное их развитие под воздействием сжимающих напряжений от неравномерного нагрева по толщине сечения элемента, от внешней нагрузки и от растягивающих напряжений, вызванных фильтрацией пара. Сжимающие напряжения в бетоне возникают вдоль элемента, а растягивающие — поперек элемента у нагреваемой грани сечения, где температура бетона примерно равна 250°C .

Цементный камень является наиболее хрупкой составляющей бетона. Заполнители делают бетон менее хрупким, так как они способствуют образованию мелких трещин в бетоне и препятствуют развитию крупных магистральных трещин при пожаре.

Согласно основным положениям механики разрушения при хрупком разрушении бетона, являющимся неоднородным материалом, коэффициент псевдоинтенсивности напряжений в устье трещин K_1^I

$$K_1^I = K_1 + b, \quad (1)$$

где K_1 — коэффициент интенсивности напряжений однородного материала (цементного камня), $\text{МН}\cdot\text{м}^{-3/2}$; b — положительная функция, учитывающая влияние заполнителей в бетоне на развитие трещин, $\text{МН}\cdot\text{м}^{-3/2}$.

Таблица 1

Вид заполнителей	Значения K_1^I , $\text{МН}\cdot\text{м}^{-3/2}$, в зависимости от содержания крупного заполнителя в бетоне, %	
	35	50
Природный песок и гранитный щебень	0,47	0,53
Природный песок и известняковый щебень	0,39	0,44
Природный песок и керамзитовый заполнитель	0,31	0,32

Примечание. При крупности заполнителей более 10 мм значение K_1^I умножить на 1,14. Для бетона тепловлажностной обработки значения K_1^I разделить на 1,4. Значения K_1^I для расхода заполнителя >50% и <35% принимаются по линейной интерполяции.

Чем больше значение коэффициента псевдоинтенсивности напряжений неоднородного материала (бетона), тем лучше бетон сопротивляется развитию в нем трещин. Этот показатель связан с эффективной поверхностной энергией и вязкостью разрушения бетона, он оценивает сопротивление бетона хрупкому разрушению (табл. 1).

Хрупкое разрушение бетона при пожаре в основном зависит от состава бетона, его структуры, влажности и температуры. Возможность хрупкого разрушения бетона при пожаре оценивается по значению критерия хрупкого разрушения F . Экспериментальными исследованиями установлено: если $F \leq 4$, то хрупкого разрушения бетона не будет; если $F > 4$, то бетон будет хрупко разрушаться. В этом случае необходимо принимать мероприятия по защите бетона от хрупкого разрушения при пожаре.

Критерий хрупкого разрушения бетона F определяют по формуле

$$F = a [(\alpha_{bt} E_b \beta_b \rho) / K_1^I] W_3, \tag{2}$$

где a — коэффициент пропорциональности, равный $1,16 \cdot 10^{-2} \text{ (Вт}\cdot\text{м}^{3/2})/\text{кг}$; α_{bt} — коэффициент линейной температурной деформации бетона $1/^\circ\text{C}$ принимают по табл. 5, гл. 2 для температуры бетона 250°C ; E_b — модуль упругости бетона, $\text{МН}/\text{м}^2$ ($\text{МН}/\text{м}^2 = \text{МПа} = 10 \text{ кгс}/\text{см}^2$) принимают по СНиП 2.03.01—84; β_b — коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости бетона при нагреве до 250°C принимают по табл. 3, гл. 2; ρ — плотность бетона в сухом состоянии, $\text{кг}/\text{м}^3$, принимают равной плотности бетона в естественном состоянии за вычетом испарившейся воды в количестве $150 \text{ кг}/\text{м}^3$; K_1^I — коэффициент псевдоинтенсивности напряжений бетона, в $\text{МН}\cdot\text{м}^{-3/2}$, принимают по табл. 1 в зависимости от вида и количества крупного заполнителя.

Общую пористость бетона P с плотным заполнителем определяют по формулам:

для бетона с $B/C \geq 0,4$

$$P = C(B/C - 0,2) 10^{-3}; \quad (3)$$

для бетона с $B/C < 0,4$

$$P = B/C 0,8 \cdot 10^{-3} C. \quad (4)$$

Общая пористость бетона с пористым заполнителем P_1 увеличивается на пористость заполнителя P_3 , умноженную на относительное объемное содержание крупного пористого заполнителя в бетоне V_3

$$P_1 = P + V_3 P_3. \quad (5)$$

Коэффициент теплопроводности бетона λ , Вт/м $^\circ$ С, определяют согласно п. 10 для температуры бетона 250 $^\circ$ С. Объемная эксплуатационная влажность бетона W_3 , м 3 /м 3 ,

$$W_3 = W_B \rho 10^{-3}, \quad (6)$$

где W_B — равновесная влажность бетона по массе, кг/кг.

Максимальная равновесная влажность бетона в железобетонных конструкциях может сохраняться в первый месяц влажного твердения бетона или при эксплуатации во влажных условиях, когда все поры и капилляры заполнены водой. В этом случае максимальную влажность бетона определяют по формуле

$$W_{B, \max} = P \rho_w / \rho_1, \quad (7)$$

где P — пористость бетона; ρ_w — плотность воды, равная 1000 кг/м 3 ; ρ_1 — плотность бетона естественной влажности.

После распалубки железобетонных конструкций влажность бетона уменьшается, так как нарушается гигрометрическое равновесие с воздухом. Влажный капиллярно-пористый бетон высыхает. Испарение влаги из бетона начинается, в первую очередь, из крупных пор и капилляров вследствие нарушения физико-механических связей и удаления свободной воды. Затем начинается испарение воды из микропор и мелких капилляров. После удаления капиллярной воды начинается удаление структурно связанной и адсорбционной воды из структурных ячеек, образованных мельчайшими кристалликами продуктов гидратации цемента и полимолекулярно адсорбированных слоев. Последней удаляется вода, адсорбированная в виде мономолекулярных слоев.

Таблица 2

Расход цемента, кг, на 1 м ³ бетона	Весовая влажность бетона $w_b 10^2$, кг/кг, в зависимости от относительной расчетной влажности воздуха, %		
	25	50	75
200	0,6	0,9	1,2
300	1	1,3	2,5
400	1,5	2,1	3
500	2	2,7	3,8
700	3	3,9	5,4

Примечание. Промежуточные значения w_b принимаются по линейной интерполяции.

Равновесную влажность бетона в зависимости от относительной расчетной влажности воздуха, при которой будет эксплуатироваться железобетонная конструкция, и от расхода цемента принимают по табл. 2.

При применении пористого крупного заполнителя равновесную влажность бетона, имеющего плотность более 1200 кг/м³, следует увеличить на объемную эксплуатационную влажность крупного заполнителя $W_{з.з}$, м³/м³

$$W_{з.з} = V_з W_{в.з} \rho 10^{-3},$$

(8)

где $V_з$ — относительный объем пористого крупного заполнителя в бетоне;
 $W_{в.з}$ — равновесная влажность крупного пористого заполнителя по массе, кг/кг.

Для керамзита среднюю равновесную влажность по массе можно принимать в зависимости от относительной расчетной влажности воздуха помещения, где будет эксплуатироваться железобетонная конструкция (табл. 3).

Как видно из формулы (2), значения критерия хрупкого разрушения бетона F зависят от физических свойств бетона, которые незначительно отлича-

Таблица 3

Расчетная относительная влажность воздуха, %	$W_{в.з} 10^2$, кг/кг
25	0,75
50	1,2
75	1,5
100	2,8

ются для разных составов бетона и от объемной эксплуатационной влажности бетона, которая существенно влияет на значение этого критерия. Чем выше влажность бетона, тем больше значение критерия хрупкого разрушения и тем значительнее опасность возможности хрупкого разрушения бетона во время пожара.

Наибольшую влажность бетон имеет непосредственно после изготовления железобетонных конструкций. Поэтому необходимо рассматривать возможность хрупкого разрушения бетона при пожаре как во время строительства, так и пуска в эксплуатацию объекта и при эксплуатации сооружения в зависимости от относительной расчетной влажности воздуха.

Бетон, имеющий значение критерия хрупкого разрушения $F > 4$, необходимо защищать от хрупкого разрушения во время пожара следующими мероприятиями:

- повышением противопожарной безопасности, чтобы в случае пожара его можно было бы локализовать на начальной стадии;

- снижением расчетной относительной влажности воздуха в помещении;

- установкой в нагреваемом слое бетона сетки с ячейками 25—70 мм диаметром 0,5—1 мм;

- нанесением теплоизоляционной штукатурки толщиной 2—4 см на нагреваемую поверхность бетона;

- устройством металлической облицовки со стороны нагреваемой поверхности;

- использованием бетонов с ограничением расхода цемента, с уменьшением В/Ц, применением крупного заполнителя с более низким коэффициентом температурного расширения.

Список литературы

1. Огнестойкость зданий /В.П. Бушев, В.А. Пчелинцев, В.С. Федоренко и др. — М.: Стройиздат, 1979. — 261 с.
2. Гитман Ф.Е., Олимпиаев В.Г. Расчет железобетонных перекрытий на огнестойкость. — М.: Стройиздат, 1970. — 230 с.
3. Гринчик Ю.А. Огнестойкость внецентренно сжатых колонн кольцевого сечения //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1980. Вып. 8. — С. 46—49.
4. Залесов А.С. Новый метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям //Расчет и конструирование железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1977. Вып. 39. — С. 16—28.
5. Зенков Н.И. Строительные материалы и поведение их в условиях пожара. — М.: ВИПТШ МВД СССР, 1974. — 176 с.
6. Зиновьев В.Н., Бушев Н.С., Язонкин В.И. О свойствах высокопрочного бетона на гранитном щебне при нагреве //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1980. Вып. 8. — С. 90—96.
7. Зенков Н.И., Зависнова Л.М. Прочность и деформативность бетона на гранитном заполнителе при действии высоких температур //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1977. Вып. 5 — С. 88—93.
8. Ильин Н.А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1979. — 127 с.
9. Ильин Н.А. Техническая экспертиза зданий, поврежденных пожаром. — М.: Стройиздат, 1983. — 197 с.
10. Инструкция по расчету фактических пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций на основе новых требований строительных норм и правил /ВНИИПО МВД СССР. — М.: 1982. — 452 с.
11. Кричевский А.П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на температурные воздействия. — М.: Стройиздат, 1984. — 248 с.
12. Милованов А.Ф., Камбаров Х.У. Расчет железобетонных конструкций на воздействие температуры. — Ташкент, Укитувчи, 1994. — 360 с.
13. Милованов А.Ф., Камбаров Х.У., Малкина Т.Н. Огнестойкость конструкций из керамзитобетона //Пром. стр-во. 1976. № 5. — С. 17—19.
14. Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — 224 с.
15. Милованов А.Ф., Камбаров Х.У., Малкина Т.Н. Огнестойкость конструкций из керамзитобетона. — Бюллетень ФИП, тетрадь 76.—Лондон. — 1978. — С. 18—20.
16. Милованов А.Ф., Яковлев А.И. Огнестойкость изгибаемых предварительно напряженных железобетонных элементов при потере прочности от поперечной силы //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1979. Вып. 7. — С. 36—49.
17. Милованов А.Ф., Яковлев А.И., Камбаров Х.У. Огнестойкость плит из керамзитобетона //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1979. Вып. 7. С. 58—68.

18. Милованов А.Ф., Камбаров Х.У. Огнестойкость железобетонных колонн из керамзитобетона //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1980. Вып. 8. С. 50—57.

19. Милованов А.Ф., Зиновьев В.Н. Деформации высокопрочного бетона при кратковременном нагреве //Бетон и железобетон. 1981. № 9.

20. Милованов А.Ф., Зиновьев В.Н. Влияние кратковременного нагрева на прочностные и упругопластические свойства высокопрочного бетона //Жаростойкие бетоны, материалы и конструкции. УралНИИИстромпроект, Челябинск, 1981. — С. 159—163.

21. Милованов А.Ф. Методы определения физико-механических свойств бетона для условий пожара //Пути повышения огнестойкости строительных материалов и конструкций. — М.: Знание, 1982, с. 81—85.

22. Милованов А.Ф., Абдуллаев Р. Температурные деформации конструктивного керамзитоперлитобетона при кратковременном нагреве //Пути повышения огнестойкости строительных материалов и конструкций. — М.: Знание, 1982. — С. 102—106.

23. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986.

24. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. — М.: Стройиздат, 1978.

25. Руководство по испытанию строительных конструкций на огнестойкость. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1980.

26. Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов. — М.: Стройиздат, 1985.

27. Сорокин А.Н. Расчет огнестойкости железобетонных колонн с учетом полных деформаций бетона //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1980. Вып. 8. — С. 28—33.

28. Соломонов В.В., Яковлев А.И., Пчелинцев А.В. Состояние сборных многопустотных преднапряженных плит перекрытий после пожара //Огнестойкость железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. — С. 53—58.

29. Сычев В.И., Жуков В.В. Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1976.

30. ФИП/МСС. Рекомендации по проектированию железобетонных элементов конструкций с ненапрягаемой и преднапряженной арматурой с требуемым пределом огнестойкости. Бюллетень ФИП 1/1. Лондон, 1975.

31. Яковлев А.И. Основные принципы расчета пределов огнестойкости строительных конструкций //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1980. Вып. 8. — С. 3—14.

32. Яковлев А.И., Сорокин А.Н. Огнестойкость колонн из легкого теплого бетона //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1979. Вып. 7. — С. 86—88.

33. Яковлев А.И. Расчет пределов огнестойкости сжатых железобетонных конструкций по критическим деформациям //Поведение строительных конструкций в условиях пожара. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1987. — С. 5—16.

34. Яковлев А.И., Шейнина Л.В., Сорокин А.Н. Исследование теплофизических характеристик бетонов путем решения обратной задачи теплопроводности с помощью ЭВМ //Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ВНИИПО МВД СССР, 1975. Вып. 3. —С. 3—12.

35. Кордина К., Мауер-Оттенс С. Бетон. Огнезащита. Пособие ФРГ, г. Дюссельдорф. Бетон Ферлаг, 1981.

36. Weise I. Rechnerische Untersuchungen Zum Tragunc Verformungsverhalten brandbeanspruchten Stahlbetonplatten Sonderforschungsbereich 148. Brandverhalten von Bauteilen. Technische Universitat Braunschweig. — Arbeitsbericht 1981—1983. Teil 1. Braunschweig 1983. pp. 169—185.

37. Deslgh of Concrete Structures for Tire Resistance Preliminary Draft of an Appendix to the CEP-FIP Modele Code. Comite Euro-International du Beton Bulletin de Information № 145. 1981—1982.

38. Kordina K. Jahresberichte 1975—1978 und 1978—1980 Sonderforschungsbereich 148. TU Braunschweig 1977.

39. Экспериментальные пожары в Лерте. Научно-техническая серия 04.037. — Дюссельдорф. 1978.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
ГЛАВА 1. ВОЗДЕЙСТВИЕ ОГНЯ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	6
1. Пожары в зданиях и сооружениях	6
2. Пределы огнестойкости конструкций	8
3. Теплотехнический расчет огнестойкости	11
4. Статический расчет огнестойкости	12
5. Изготовление опытных образцов	14
6. Методика испытаний	31
ГЛАВА 2. ВЛИЯНИЕ ВЫСОКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ НА СВОЙСТВА БЕТОНА	51
1. Прочность бетона на сжатие и растяжение	51
2. Упругопластические свойства бетона	61
3. Усадочно-температурные деформации бетона	68
4. Теплофизические свойства бетона	74
5. Взрывообразное разрушение бетона	78
ГЛАВА 3. ВЛИЯНИЕ ВЫСОКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ НА СВОЙСТВА АРМАТУРЫ	79
1. Механические свойства арматуры	79
2. Упругопластические свойства арматуры	91
3. Температурные деформации арматуры	95
ГЛАВА 4. ВЛИЯНИЕ ВЫСОКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ НА ПОВЕДЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	96
1. Сцепление арматуры с бетоном	96
2. Усадочно-температурные деформации и напряжения в железобетонных элементах	100
3. Потери предварительного напряжения в арматуре	110
ГЛАВА 5. ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРИ ПОЖАРЕ И ПОСЛЕ НЕГО	121
1. Железобетонные плиты из керамзитобетона	121
2. Предварительно напряженные балки и панели с термически упрочненной арматурой класса Ат-V и Ат-VI и горячекатаной сталью класса А-IV и А-V из тяжелого бетона	147
3. Предварительно напряженные железобетонные балки при действии поперечной силы	174
4. Предварительно напряженные балки из керам- зитоперлитобетона	200
ГЛАВА 6. СЖАТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРИ ПОЖАРЕ И ПОСЛЕ НЕГО	211
1. Железобетонные колонны из керамзитобетона	211
2. Железобетонные колонны из высокопрочного бетона	218
3. Железобетонные колонны из тяжелого бетона под большую нагрузку и их стыки	228
4. Остаточная несущая способность железобетонных колонн после пожара	242

ГЛАВА 7. ПОВЕДЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВЗДАНИЯХ ПРИ ПОЖАРЕ	251
1. Совместная работа железобетонных элементов в здании	252
2. Железобетонные рамные конструкции	258
<i>Приложение 1. Рекомендации по определению предела огнестойкости железобетонных элементов</i>	<i>262</i>
<i>Приложение 2. Экспертная оценка состояния железобетонных конструкций после пожара,</i>	<i>272</i>
<i>Приложение 3. Оценка возможности хрупкого разрушения бетона в железобетонных конструкциях при пожаре</i>	<i>287</i>
Список литературы	292

Научное издание

Милованов Анатолий Федорович

СТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОЖАРЕ

Редакторы Л.И. Круглова, Н.Б. Либман

Технический редактор Т.А. Баранова

Корректор Н.А. Шатерникова

Операторы Н.М. Мухутдинова, З.М. Лукьянчикова, М.В. Карамнова,

Л.В. Марина, С.А. Савченко

Лицензия № 020441 от 28.02.92

*Оригинал-макет изготовлен в Стройиздате с использованием настольной
издательской системы на основе ПВМ*

Подписано в печать 17.02.98. Формат 84х108/32. Бумага офсетная.

Печать офсетная. Усл.печ.л. 15,96. Уч.-изд.л. 16,67. Тираж 1000 экз.

Изд. № АVIII-4570. Заказ 281

Стройиздат. 101442 Москва, Долгоруковская, 23а

Типография Минтопэнерго РФ "Нефтяник"

Софийская набережная, 26

СПИСОК ОПЕЧАТОК

Стр.	Формула Таблица Строка Графа	Напечатано	Следует читать
7	1	$U \gamma_u \tau_u$	$U \geq \gamma_u \tau_u$
13	3	$M + (R_{b, \text{icm}} S_b - R_{ni} S_{ni})$	$M \leq \pm (R_{b, \text{icm}} S_b - \sum R_{ni} S_{ni})$
17 18	Табл. 1 4 графа	4010A—III 2012A—VI 1008A—III 4020A—III 8032A—III	4ø10A—III 2ø10A—VI 10ø8A—III 4ø20A—III 8ø32A—III
64	10	$E_{bi} - E_b / \beta_b$	$E_{bi} - E_b \beta_b$
70	13	$\alpha_{bi} = \varepsilon_{bi} (1 + \Delta t) - \varepsilon_{bi} t / \Delta t$	$\alpha_{bi} = [\varepsilon_{bi} (1 + \Delta t) - \varepsilon_{bi} t] / \Delta t$
75	14	$a_{\text{ред}} = \lambda / (C + 0,0012W) / \rho, \text{ м}^2/\text{с}$	$a_{\text{ред}} = \lambda / (C + 50W) \rho, \text{ м}^2/\text{с}$
95	Табл. 10 5 графа	0,01 t ₃ 4 раза	0,01 t ₃ 4 раза
113, 114	Табл. 14 5 графа	$E_s / E_b \sigma_{bp}$	$E_s \sigma_{bp} / E_b$
120	Табл. 17 5 графа	$\varepsilon, 10^{-5}$	$\varepsilon, 10^{-5}$
132	99	$\xi = 1 / 1,8 + (1 + 5\delta) / (10 \mu \alpha)$	$\xi = 1 / [1,8 + (1 + 5\delta) / 10 \mu \alpha]$
133	105	$B = M / ((\frac{1}{T}) - (\frac{1}{T})t)$	$B = M / [(\frac{1}{T}) - (\frac{1}{T})t]$
135	107	$\varphi_m = \exp^{-(M - M) / 1,25M}$	$\varphi_m = \exp^{-(M - M_{\text{кр}}) / 1,25M_{\text{кр}}}$
143	120	$(1 - \xi R)$	$(1 - \xi_R)$
149	126	$\sigma = x_1 + [(x'_1 - x_1) / (t_b - t'_b) (t_b - t_c)]$	$\sigma = x_1 + (x'_1 - x_1) x'_1 / [x (t_b - t_{\text{кр}}) / (t_b - t'_b)]$
158	Табл. 22 3, 4, 5 и 6 графы	$\varepsilon_{\eta} \cdot 10^{-5}, \varepsilon_{\pi} \cdot 10^{-5}, \varepsilon_{\mu} \cdot 10^{-5}, \varepsilon_{\nu} \cdot 10^{-5}$	$\varepsilon_{\eta} \cdot 10^{-5}, \varepsilon_{\pi} \cdot 10^{-5}, \varepsilon_{\mu} \cdot 10^{-5}, \varepsilon_{\nu} \cdot 10^{-5}$
179	147	$\sigma_3 / R_{bi} \gamma_i t - 1$	$\sigma_3 / R_{bi} \gamma_n - 1$
179	148	$\sigma_1 / R_b \gamma_b \tau +$	$\sigma_1 / R_b \gamma_{bi} +$
179	149	$\sigma_1 / R_b \gamma \beta_i - 1$	$\sigma_1 / R_b \gamma_{bi} - 1$

См. на обороте

Стр.	Формула Таблица Строка Графа	Напечатано	Следует читать
179	150	$m(R_H \gamma_{bi})^2 -$	$m(R_H \gamma_{\pi})^2 -$
180	151	$(R_b \gamma_{\pi})^2 - (R_b \gamma_{bi})^2$	$(R_b \gamma_{bi})^2 - (R_b \gamma_{\pi})^2$
180	152	$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{R_H \gamma_{\pi}}$	$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{R_b \gamma_{\pi}}$
180	5—я строку	$\sigma_{\gamma} > (m/0.5 + m) R_b \gamma_{bi}$	$\sigma_{\gamma} > m R_b \gamma_{\pi} / (0.5 + m)$
180	2—я строку	$\sigma_{\gamma} < m/0.5 + m (R_b \gamma_{bi})$	$\sigma_{\gamma} < m R_b \gamma_{\pi} / (0.5 + m)$
183	Табл. 28 8 графа	$\cdot 10^{-4}$	$\epsilon_b \cdot 10^{-4}$
183	Табл. 28 9 графа	$\cdot 10^{-4}$	$\epsilon_f \cdot 10^{-4}$
195	158	(156)	(158)
204	Табл. 30 5 графа	$\epsilon_f 10^{-5}$	$\epsilon_f \cdot 10^{-5}$
239	Табл. 35 2 графа	420; 832;	4020; 8032;
240	196	$N_{bi} - E_b \Sigma \beta_{bi} \bar{\nu}_i \alpha_{nbi} A_i$	$N_{bi} - E_b \Sigma \beta_{bi} \bar{\nu}_i \alpha_{bni} A_i$
282	5—я строку	$\xi - x/h_0 \xi_R$	$\xi - x/h_0 \leq \xi_R$
282	1—я строку	$\xi - x/h_0 \xi_R$	$\xi - x/h_0 > \xi_R$
284	16	$\epsilon_c = [c(t, \tau)] (N/A)$	$\epsilon_c = C(t, \tau) N/A_{\pi d}$
285	Табл. 5 2 графа	$C(t, \tau)^{-6}$	$C(t, \tau) 10^{-7} / \text{МПа}$
285	17, 19	$+ (\gamma_{\pi} R_{\pi} - \sigma_{\pi, \alpha}) x$ $x A'_i (h_0 - a)$	$+ \gamma_{\pi} R_{\pi} A'_i (h_0 - a)$
285	18	$- \gamma_{\pi} (R_{\pi} - \sigma_{\pi, \alpha}) A'_i / R_b b_n$	$- \gamma_{\pi} R_{\pi} A'_i / R_b b_n$

А. Ф. Милованов

СТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОЖАРЕ



А. Ф. Милованов



СТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОЖАРЕ

Рассматривается поведение железобетонных конструкций при стандартном пожаре и после него. Анализируется напряженно - деформируемое состояние плит, балок и колонн и их стыков при кратковременном воздействии огня до наступления предела их огнестойкости по потере несущей способности. Приводятся необходимые для расчета предела огнестойкости железобетонных элементов сведения о влиянии высокой температуры на физико-механические свойства бетона и арматуры. Дается анализ распределения температур по высоте сечения балок, плит и колонн при нестационарном нагреве, методика определения остаточной несущей способности колонн после пожара. Излагаются особенности расчета предела огнестойкости железобетонных конструкций. Приводятся рекомендации по определению пределов огнестойкости железобетонных элементов конструкций в зависимости от вида бетона, класса арматуры, размеров сечения, величины защитного слоя бетона и других параметров.

Москва Стройиздат